

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de génie civil et hydraulique



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de Master**

Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structure)

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+6)

Contreventée par des voiles

Réalisé par :

- BOULHISSA KARIMA**
- BENKHALEF HASSIBA**

Soutenu devant le jury :

Mr. BELGHIAT Choayb

Président

Mr. TIOUA Tahar

Examineur

Mr. Hosni Taleb Abderrahmane

Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers parents : qui m'ont soutenus durant les moments délicats et m'ont encouragés à atteindre mon but, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, un grand merci à mes parents.

A tous mes frères et ma sœur.

A ma très chère amie loubna.

A toute la famille BOULHISSA .

A toute la promo 2021, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

KARIMA

Dédicaces

À tous ceux qui ont cru en moi

À mes deux plus chers êtres

Mes parents : SLIMANE et SAMIRA, qui m'ont accordé toute l'aide et le soutien voulu, qui m'ont garanti un amour que nul n'oublie et m'ont guidé avec leurs conseils intangibles dans la réalisation de mon chemin. Pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices

À mes sœurs et frère

HANNANE, ABLA, MANEL et FADI, Auxquels je dois du fond du cœur, une profonde gratitude, de m'avoir encouragé et m'avoir tendu mains fortes.

À mon cher oncle

ABDEALLATIF, qui est mon 2^{ème} papa mais malheureusement il est loin de nous.

À mes deux copines

ZINEB et SANA, Avec lesquels j'ai formé une équipe solide, efficace et particulièrement, liée par une amitié confiante que je n'aurais garde d'oublier.

À tous mes professeurs

À qui je dois tout respect et hommage d'avoir contribué à ma solide formation de démarche jusqu'à la fin.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

HASSIBA.

Remerciements :

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr. HOSNI TALEB ABDERRAHMANE** pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'il nous a apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.*

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme.

Nous tenons à remercier : et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

ET nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

*Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2020-2021 de **GENIE CIVIL** de l'université **ABDELHAFID BOUSSOUF** de **MILA**, tout en Leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

Symboles Et Notations :

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite. B

b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

d : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS: État limite de service.

ELU: État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_o : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage

I : Moment d'inertie

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN)

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : la Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b: Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s: Coefficient de sécurité.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ: Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_t : Coefficient instantané.

Sommaire

Introduction général.....	1
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Caractéristique géométrique.....	4
I.2.3. Données de site.....	7
I.3.les éléments de l'ouvrage.....	8
I.3.1. Les planchers.....	8
I.3.2.la maçonnerie	8
I.3.3.Terrasses.....	8
I.3.4.Les Revêtements.....	8
I.3.5. Les escaliers.....	8
I.3.6. L'ascenseur.....	8
I.3.7. Ossature contreventée.....	9
I.4. Caractéristique des matériaux.....	9
I.4.1. Le béton.....	9
I.4.1.1.Résistance caractéristique du béton à la compression.....	9
I.4.1.2.Résistance caractéristique du béton à la traction.....	10
I.4.1.3. Diagramme contraintes -déformations du béton.....	10
I.4.1.4. Module de déformation longitudinale.....	11
I.4.1.5. Module de déformation transversale.....	11
I.4.2. Aciers.....	12
I.4.2.1. Module de déformation longitudinal.....	12
I.4.2.2. Diagramme contraintes- déformations.....	12
I.5. Hypothèses de calcul des sections en béton armé	13
I.5.1. Etat limite ultime.....	13
I.5.1.1. Hypothèse de calcul.....	13
I.5.2. Etat limite de service.....	13
I.5.2.1. Hypothèse de calcul.....	13
I.6. Modèle de calcul.....	14
I.6.1.Béton	14

I.6.1.1.Etat limite ultime.....	14
I.6.1.2.Etat limite de service.....	14
I.6.2.Acier	15
I.6.2.1. Etat limite ultime.....	15
I.6.2.2. Etat limite de service.....	15
I.7. Action et sollicitation.....	15
I.7.1.Action	15
I.7.1.1. Les actions permanentes (G).....	15
I.7.1.2.les actions variables(Q)	16
I.7.1.3. Les actions accidentelles (F_a).....	16
I.7.2. Combinaisons de calcul.....	16
I.7.2.1. Situations durables	16
I.7.2.2. Situations accidentelles	16
I.7.3. Les sollicitations.....	16
I.8. Règlementation et normes utilisés.....	16
I.9. Conclusion.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnement et descentes des charges

II.1. Introduction	18
II.2.pré dimensionnement des éléments non structuraux	18
II.2.1.Pré dimensionnement des Planchers.....	18
II.2.1.1.Planchers à corps-creux.....	18
II.2.1.2.Les poutrelles.....	20
II.2.2.Plancher à dalles pleines(Balcon).....	21
II.2.3.Les Pré dimensionnement des escaliers.....	23
II.2.4.pré dimensionnement de l'acrotère	25
II.3.Pré dimensionnements des éléments structuraux.....	26
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres.....	26
II.3.1.1. Poutre principale.....	27
II.3.1.2. poutre secondaire.....	29
II.3.2. Pré Dimensionnement Des Poteaux.....	30
II.3.3.pré dimensionnement des voiles.....	43
II.4.Conclusion	45

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	46
III.2. Etude des planchers	46
III.2.1. Dimensionnement des poutrelles	46
III.2.1.1. Méthode de calcul	46
III.2.1.2. Présentation théorique de la méthode forfaitaire	47
III.2.1.3. Application de la méthode	48
III.2.1.3.1. Les valeurs minimales des moments	48
III.2.1.3.2. Les efforts tranchants	49
III.2.1.3.3. Evaluation des charges	49
III.2.1.3.4. Calcul à l'état limite ultime	50
III.2.1.3.5. Calcul à l'état limite de service	53
III.2.1.3.6. Diagrammes des moments et des efforts tranchants	55
III.2.1.3.7. Détermination des armatures	56
III.2.1.3.7.1. Le moment de la table de compression	56
III.2.1.3.7.2. Vérification à l'E.L.U	58
III.2.1.3.7.3. Vérification à l'E.L.S	59
III.2.1.3.8. Calcul à l'état limite ultime	61
III.2.1.3.9. Calcul à l'état limite de service	62
III.2.1.3.10. Diagrammes des moments et des efforts tranchants	64
III.2.1.3.11. Ferrailage de la poutrelle « type01 »	64
III.2.1.3.11.1. Le moment de la table de compression	64
III.2.1.3.11.2. Vérification à l'E.L.U	65
III.2.1.3.11.3. Vérification à l'E.L.S	66
III.3. Etude de l'escalier	68
III.3.1. sollicitation de calcul	68
III.3.2. Calcul statique de la paillasse et de palier	69
III.3.3. Calcul à E .L. U	69
III.3.4. Calcul à E .L. S	71
III.3.5. Calcul de ferrailage	72
III.3.5.1. Ferrailage en travée	73
III.3.5.2. Ferrailage sur appuis	74
III.3.6. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)	76
III.3.6.1. En travée	76

III.3.6.2.En appuis.....	77
III.3.7.Etude de la poutre palière.....	79
III.3.7.1. Pré dimensionnement.....	79
III.3.7.2. Déterminations des charges.....	80
III.3.7.3.calcul de l'effort à ELU	80
III.3.7.4. Calcul des armatures	82
III.3.7.5.Vérification à l'ELU.....	83
III.3.7.6. Vérification à l'ELS.....	83
III.4.Les balcons	86
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges.....	86
III.4.1.1.Détermination des charges	86
III.4.1.2.Détermination des sollicitations	87
III.4.2.Détermination du ferrailage	87
III.4.3.Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS).....	89
III.5. L'acrotère	90
III.5.1. Hypothèse de calcul.....	91
III.5.2. Evaluation des charges.....	91
III.5.3.Vérification au séisme.....	91
III.5.4. Calcul des sollicitations.....	92
III.5.5. Calcul de l'excentricité.....	92
III.5.6. Calcul du ferrailage.....	94
III.5.6.1. Les armatures fictives.....	95
III.5.6.2. Armature de répartition	96
III.5.6.3.Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement ».....	96
III.5.7. Vérification à L'ELS.....	96
III.5.8. Schéma de Ferrailage	98
III.6. L'ascenseur.....	98
III.6.1. Pré dimensionnement	99
III.6.2. Détermination des charges et surcharges	99
III.6.3. Combinaison des charges	99
III.6.4. Ferrailage de la dalle	100
III.6.5. Calcul des armatures transversales	101

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	105
IV.2. présentation du logiciel ROBOT.....	105
IV.3. Choix de la méthode de calcul	106
IV.3. 1. Méthode statique équivalente	108
IV.3. 2. Méthode dynamique modale spectrale	109
IV.3. 3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	110
IV.4. Calcul de la force sismique.....	110
IV.5. calcul de centre de masse et centre de torsion	116
IV.6. Modélisation	117
IV.6.1. Formes modales de la structure non rigidifiée.....	117
IV.6.2. Formes modales de la structure rigidifiée par des voiles de contreventement..	119
IV.7. justification de système de contreventement.....	124
IV.8. Vérification des déplacements latéraux	126
IV.9. Justification vis-à-vis l'équilibre de l'ensemble	127
IV.9.1. vérification au renversement	127
IV.9.2. Justification vis-à-vis de l'effet P.....	128
IV.9.3. Effort normal réduits.....	130
IV.10. Conclusion	131

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction.....	132
V.2. Ferrailage des poutres	132
V.2.1. Recommandation du RPA 99/2003.....	132
V.2.2. Ferrailage des poutres principales	133
V.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales.....	133
V.2.2.2. Calcul du ferrailage transversal.....	135
V.2.2.3. Vérifications.....	136
V.2.2.4. Le ferrailage à ELS	136
V.2.2.4.1. Vérification à l'ELS	137
V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire.....	138
V.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales.....	138

V.2.3.2. Calcul du ferrailage transversal.....	140
V.2.3.3.Vérifications.....	141
V.2.3.4. Le ferrailage à ELS	141
V.2.3.4.1.Vérification à l'ELS.....	142
V.3. Ferrailage des poteaux	143
V.3.1.Introduction.....	143
V.3.2.Méthode de ferrailage.....	143
V.3.3. Les recommandations du RPA 99/2003.....	144
V.3.3.1. Coffrage : RPA7.4.1.....	144
V.3.3.2. Les Sollicitations	147
V.3.3.3. Le Ferrailage	147
V.3.3.3.1. Le ferrailage des poteaux (45×45)	147
V.3.3.3.2.Le ferrailage des poteaux (40×40)	154
V.3.3.4. Vérification à L'ELS.....	158
V.3.3.4.1. Les poteaux de section (45×45)	158
V.3.3.4.2. Les poteaux de section (40×40).....	159
V.4. Les voile.....	160
V.4.1. Recommandations du RPA99/2003.....	161
V.4.2. Sollicitations de calcul.....	163
V.4.3. Exemple de calcule.....	166

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	172
VI.2 Choix du type des fondations	172
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer	172
VI.2.2. Les caractéristiques du sol.....	172
VI.2.3. Vérification des semelles isolées.....	173
VI.2.4. Vérification des semelles filantes.....	174
VI.2.5. Etude du radier général	175
VI.2.5.1. Définition	175
VI.2.5.2. Pré dimensionnement	175
VI.2.5.3 .Les vérifications nécessaires	176
VI.2.5.4. Méthode de calcul	179
VI.2.5.5. Ferrailage de la dalle.....	182
VI.2.6. Etude des nervures	185

VI.2.6.1.Définition.....	185
VI.2.6.2. Dimensionnement des poutrelles.....	185
VI.2.6.3.Ferraillage des nervures.....	189
VI.3. Conclusion.....	192
Conclusion général	193
Bibliographie	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1: évaluation de charge de l'acrotère.....	26
Tableau II.2: Charge permanente de terrasse à corps creux.....	33
Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.....	34
Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.....	35
Tableau II.5 : Charge Permanente de cloison extérieure.....	36
Tableau II.6: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.....	36
Tableau II.7: Charge permanente due au Paillasse.....	37
Tableau II.8: application numérique des charges cumulées.....	39
Tableau II.9: Descentes des charges pour les poteaux.....	40
Tableau II.10 : de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement.....	43

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les Résultats de ferrailage (plancher terrasse).....	57
Tableau III.2 : Les Résultats de ferrailage (plancher étage courant.).....	65
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	101
Tableau III.4: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	102

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone.....	110
Tableau IV.2: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.....	111
Tableau IV.3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	111
Tableau IV.4 Valeurs des pénalités dans les deux sens.....	114
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	115
Tableau IV.6: Vérification de centre de masse et rigidité.....	116
Tableau IV.7: Résultat de comportement de structure sans voile.....	119
Tableau IV.8: Résultat de comportement de structure avec voile.....	122
Tableau IV.9 : la distribution des efforts normaux sur les poteaux et voiles.....	125
Tableau IV.10: Vérification des déplacements au deux sens xx et yy.....	126

Tableau IV.11: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon xx	127
Tableau IV.12: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon yy	128
Tableau IV.13: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens $x-x$	129
Tableau IV.14: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens $y-y$	130
Tableau IV.15: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.	130

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.....	136
Tableau V.2 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	136
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.....	137
Tableau V.4 : La vérification de la flèche.....	137
Tableau V.5 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS	141
Tableau V.6 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	141
Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS.....	142
Tableau V.8 : La vérification de la flèche.....	142
Tableau V.9 : Les Sollicitations des poteaux (45×45) trouvées par le ROBOT.....	147
Tableau V.10 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (45×45).....	151
Tableau V.11 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (45×45).....	153
Tableau V.12 : Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.....	154
Tableau V.13: Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40).....	155
Tableau V.14 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).....	157
Tableau V.15 : Sollicitations des voiles dans les deux sens.....	164
Tableau V.16 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens xx et yy	170

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Ferrailage longitudinal du radier.....	182
Tableau VI.2. Vérification du radier à l'ELS.....	184
Tableau VI. 3. La charge de nervure à l'ELU et ELS selon xx	187
Tableau VI. 4. La charge de nervure à l'ELU et ELS selon $y-y$	187

Tableau VI. 5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon xx.....	188
Tableau VI. 6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon yy.....	189
Tableau VI. 7. Résultats de ferrailage des nervures.....	189
Tableau VI. 8. Vérification des nervures à l'ELS.....	190

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1: Situation géographique de notre ouvrage.....	3
Figure I.2: Vue en plan de façade principale	4
Figure I.3: Vue en plan de RDC et autres étages.....	5
Figure I.4: Vue en plan de terrasse inaccessible.....	6
Figure I.5: Dimensions en élévation du bâtiment.....	7
Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations du béton.....	10
Figure I.7: Diagramme de déformation - contrainte de calcul.....	12

Chapitre II: Pré dimensionnement et descentes des charges

Figure II.1: Planchers à corps creux.....	19
Figure II.2: les nervures.....	20
Figure II.3: Principaux termes relatifs à un escalier.....	23
Figure II.4: Schéma statique de l'escalier.....	24
Figure II.5: Coupe verticale de l'acrotère.....	26
Figure II.6: La poutre.....	27
Figure II.7: La section de la poutre principale (30×45).....	28
Figure II.8: La section de la poutre secondaire (30×40).....	30
Figure II.9: Le poteau.....	31
Figure II.10: Schéma d'un poteau le plus sollicité.....	32
Figure II.11: Plancher terrasse à corps creux	33
Figure II.12: Plancher étage	34
Figure II.13: Balcon	35
Figure II.14 : Mur Extérieur.....	35
Figure II.15 : Loi de dégression des charges.....	39
Figure II.16 : Coupe du voile en élévation.....	44
Figure II.17 : Coupes de voiles en plan.....	44

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : plancher a corps creux.....	46
Figure III.2 : Diagramme des moments à L'.ELU.....	55
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.....	55
Figure III.3 : Diagramme des moments à L'.ELS.....	56
Figure III.5 : Diagramme des moments à L'.ELU.....	63
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.....	64
Figure III.7 : Diagramme des moments à L'.ELS.....	64
Figure III.8 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+4).....	67
Figure III.9 : Diagramme des moments.....	69
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant	70
Figure III.11 : Diagramme des moments.....	71
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants	72
Figure III.13 : Section de calcul d'escalier.....	73
Figure III.14 : Ferrailage des escaliers.....	78
Figure III.15 : La poutre de palière.....	79
Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes à ELU.....	81
Figure III.17 : Section droite de la poutre.....	82
Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	84
Figure III.19 : Schéma statique de balcon.....	86
Figure III.20 : Ferrailage du balcon.....	90
Figure III.21 : Schéma statique de l'acrotère.....	91
Figure III .22 : Section de calcul d'acrotère.....	94
Figure III.23 : Schéma de ferrailage d'acrotère.....	98
Figure III.24 : Dimensions de l'ascenseur.....	98

Figure III.25: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.....	104
--	-----

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 Page d'accueil du logiciel Robot.....	107
Figure IV.2. choix de méthode d'analyse selon logiciel et ces données.....	107
Figure IV.3 : choix de méthode de calcul de période T selon le cas	113
Figure IV.4: vue de la structure.....	117
Figure IV.5: comportement de la structure en mode 1 sans voile.....	117
Figure IV.6: comportement de la structure en mode 2 sans voile.....	118
Figure IV.7: comportement de la structure en mode 3 sans voile.....	118
Figure IV.8: vue de la structure avec voile.....	120
Figure IV.9 : comportement de la structure en mode 1 avec voile.....	120
Figure IV.10 : comportement de la structure en mode 2 avec voile.....	121
Figure IV.11 : comportement de la structure en mode 3 avec voile.....	121
Figure IV.12 : Spectre d'accélération sismique en sens x.....	123
Figure IV.13 : Spectre d'accélération sismique en sens y.....	124
Figure IV.14: classification du système de contreventements selon RPA.....	125
Figure IV.15: histogramme de distribution d'efforts normaux.....	126
Figure IV.16: distribution des forces sismiques et efforts tranchants sur la construction.....	129

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Figure V.1 : Schéma de ferrailage de La poutre principal.....	138
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.....	143
Figure V.3 : vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations.....	144
Figure V.4 : Zone nodale.....	145
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (45×45).....	154
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).....	157

Figure V.7 : la disposition des voiles en 3D.....	163
Figure V.8 : Section entièrement comprimée.....	165
Figure V.9 : Section entièrement tendue.....	165
Figure V.10 : Section partiellement comprimée.....	166
Figure V.11 : Schéma des contraintes.....	169
Figure V.12 : Schéma de ferrailage de voile V1y et V2y.....	171
Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile V1x et V3x.....	171
Figure V.14 : Schéma de ferrailage de voile V2x.....	172

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. Schéma d'une fondation isolée.....	173
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.....	174
Figure VI .3. Schéma du radier nervuré.....	175
Figure VI .4. Schéma statistique de radier.....	180
Figure VI .5. Disposition d'armatures du radier.....	185
Figure VI .6. La nervure dans le sens x-x.....	187
Figure VI .7. La nervure dans le sens y-y.....	187
Figure VI .8. Ferrailage de nervure en appui et en travée	190
Figure VI .9. Ferrailage de nervure en travée.....	191
Figure VI .10. Ferrailage de nervure en appuis.....	191

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (06) étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de six parties nous commençons ainsi par une présentation générale sur le projet et les caractéristiques des matériaux et on conclura par l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, semelle) à fin d'utiliser le logiciel ROBOT-BAT pour établir l'analyse de ce projet.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT BAT, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ملخص:

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي زائد 6 طوابق بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم "12" حسب قوانين هندسة مقاومة للزلازل. وقد قمنا باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة، تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء بداية من الوصف العام للمشروع إلى آخر جزء وهو دراسة الأساسات (العناصر المقاومة للهياكل: أعمدة عوارض جدران قاعدة) وتم دراسة وتحليل هذا المشروع عن طريق برنامج ROBOT.

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة, العمارة, ROBOT, BAEL 91 modifié, RPA99V2003,

Abstract :

This project presents a detailed study of a building used for residential, consists of a ground floor addition (06) floors, located in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of six parts, the first starts we the general description of the project with a presentation of material properties, in the last part Will be calculated the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) The study and analysis of this project were established by the ROBOT software

Key words: Building. Reinforced concrete, ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99

Introduction général :

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

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté 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 eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdès en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées.

Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

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

Le projet qu'on va entamer consiste en l'étude d'un bâtiment en R + 6 à usage d'habitation et commerce. Il est situé à la wilaya de Mila classée en zone de sismicité moyenne IIa d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

Ce projet présente des particularités, notamment une régularité en plan et en élévation, contreventé par des voiles porteurs en béton armé. 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), il sera organisé en six chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, balcon, escalier).

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par robot Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude, où nous allons nous baser sur les résultats donnés par le logiciel de calcul par robot.

Chapitre I:

présentation de

l'ouvrage

I.1. Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur Prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

I.2.1. Situation géographique :

Le projet consiste l'étude et le calcul des éléments résistances d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation contreventée par voile.

Cet ouvrage, est implanté à ferdjioua willaya de Mila classé selon RPA99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

Le bâtiment comporte six(6) étages courants à usage d'habitation de type F4

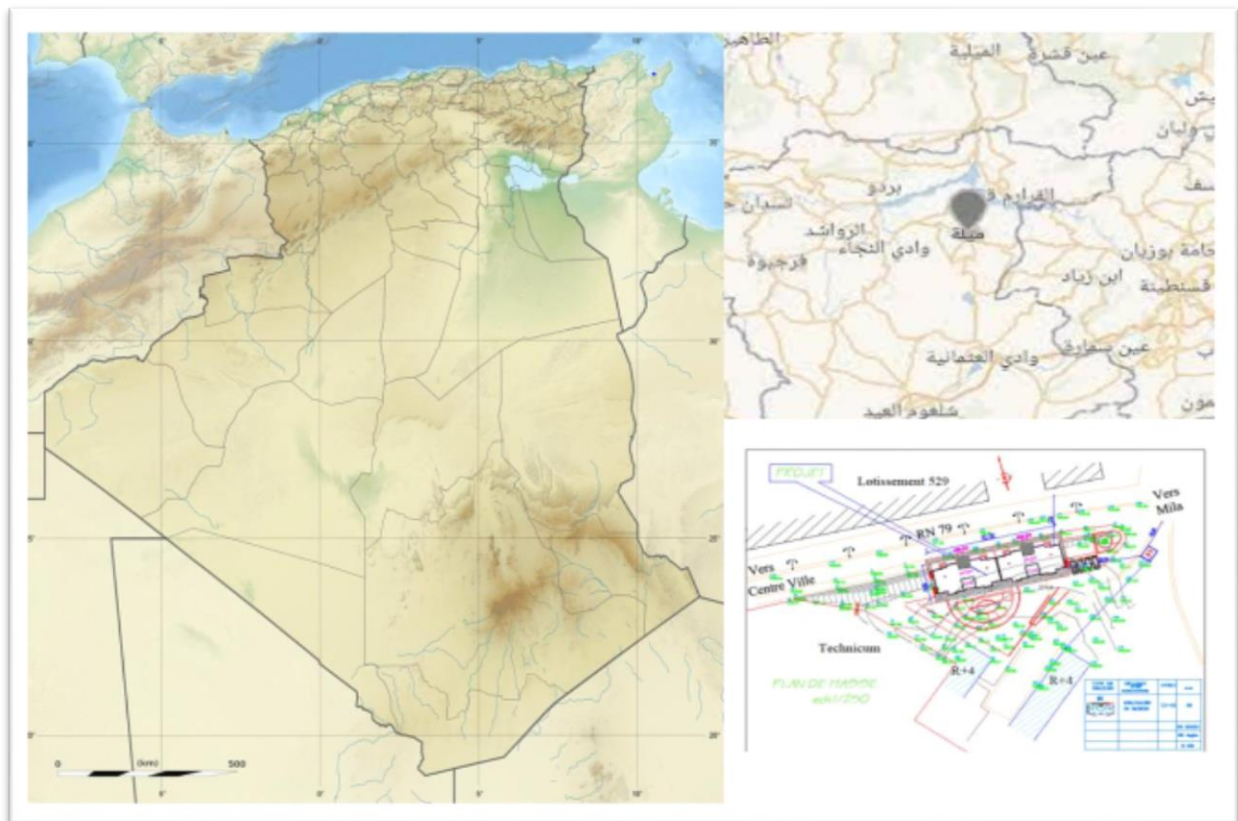


Figure I.1: Situation géographique de notre ouvrage

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de bâtiments sont :

a. dimensions en plan :

- ❖ Longueur totale=22.05m.
- ❖ Largeur totale=11.5m.

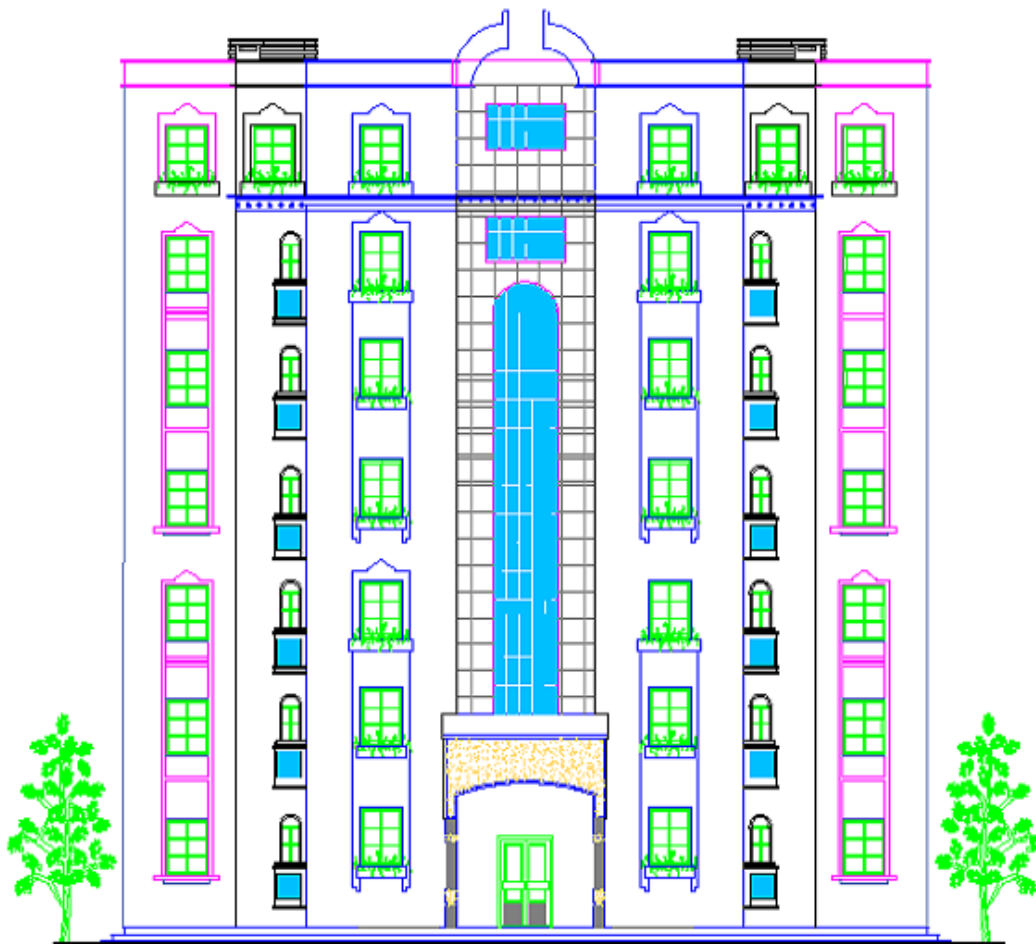


Figure I.2 : Vue en plan de façade principale.

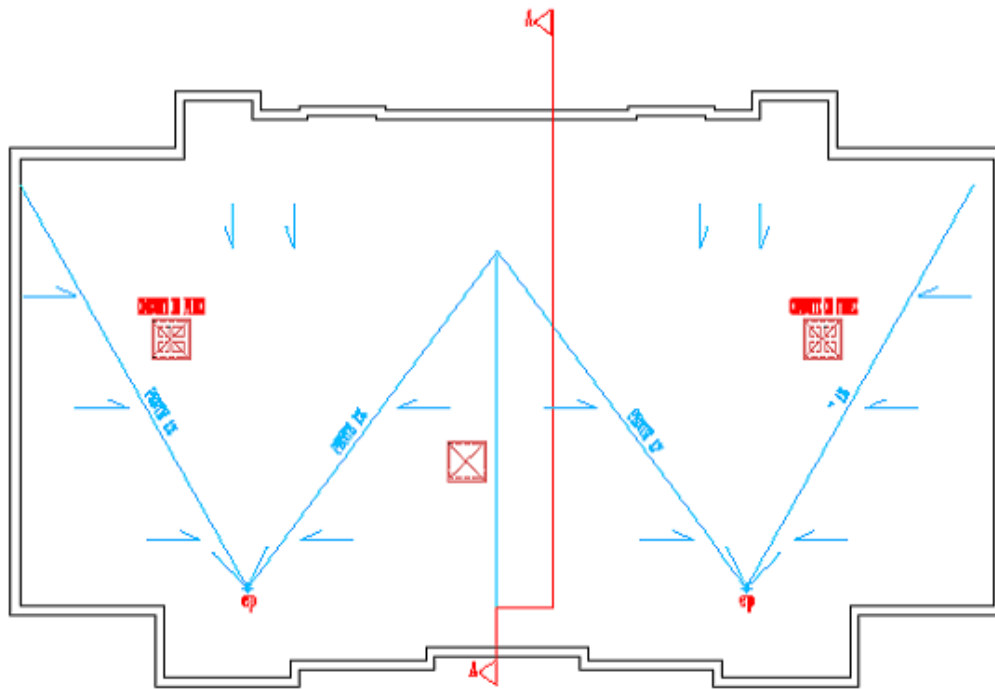


Figure I.4 : Vue en plan de terrasse inaccessible.

b. dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur de RDC= 3.06m.
- ❖ Hauteur des étages =3.06m.
- ❖ Hauteur de bâtiments=23.32m.

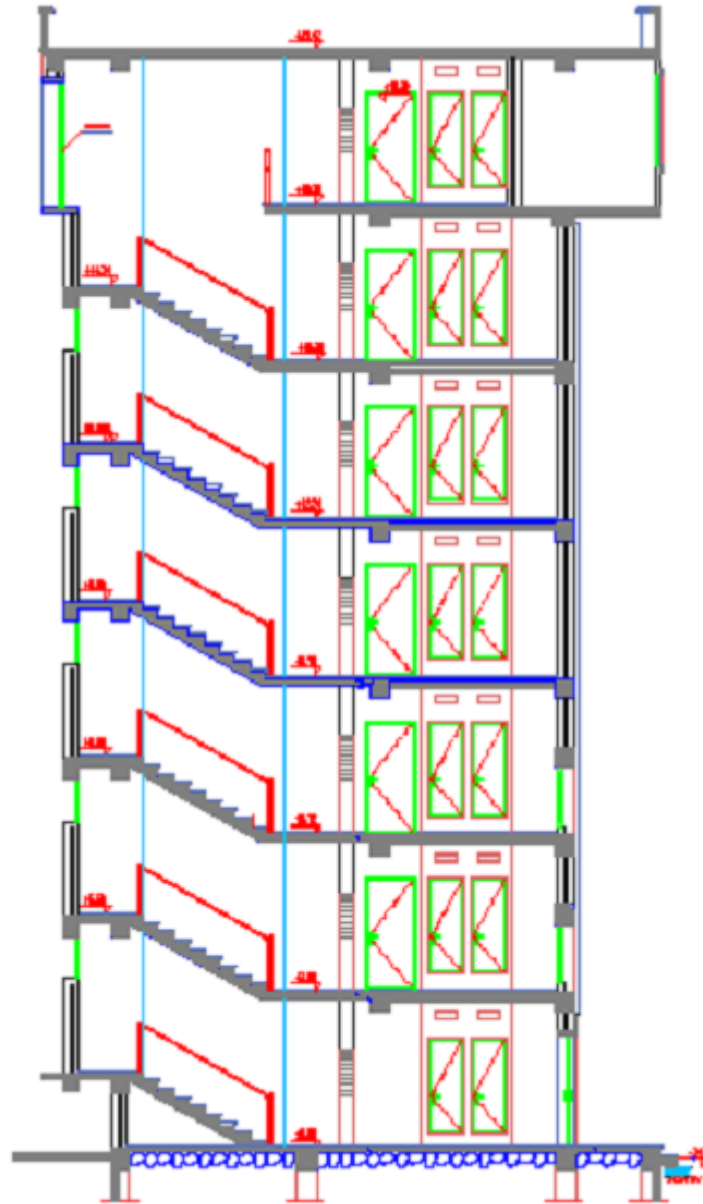


Figure I.5: Dimensions en élévation du bâtiment.

I.2.3. Données de site :

- ❖ Le site est de catégorie S3 concerne sol meuble.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\sigma=2\text{bars}$.
- ❖ L'ancrage $D=1.5\text{m}$.

I.3. Les éléments de l'ouvrage :**I.3.1. Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent 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 :** les planchers isolés thermiquement et acoustiquement. Dans notre cas nous avons deux types de planchers, planché à corps creux et plancher en dalle pleine.

I.3.2. la maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

❖ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

❖ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

I.3.3. Terrasses :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

I.3.4. Les Revêtements :

- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Enduit de ciment pour les murs intérieur.
- ❖ Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.3.5. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

I.3.6. L'ascenseur :

Est un appareil élévateur installé à demeure desservant des niveaux définis et comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel (monte charge).

I.3.7. Ossature contreventée:

Elle doit assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et les actions sismiques.

Notre ossature est contreventée par voile.

I.4. Caractéristique des matériaux :

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir.

I.4.1. Le béton :**a. définition :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

Le principe est de créer un béton compact à partir d'un squelette granulaire et d'un dosage en ciment et en eau au minimum compatible avec la résistance et l'ouvrabilité.

Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire à certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

b. Compositions :

Le dosage est en fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25MPa, on utilisera pour 1m³ de béton :

- ❖ Ciment Portland artificiel (CPA): 350kg.
- ❖ Sable : 400 l (dimension : $\emptyset \leq 5\text{mm}$).
- ❖ Gravier : 800 l (diamètre : $5 \leq \emptyset \leq 20\text{mm}$).
- ❖ Eau : 175litres.

I.4.1.1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa.}$$

(BAEL91, art A.2.1, 11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

I.4.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_t = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (BAEL91, artA.2.1, 12)[1]}$$

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

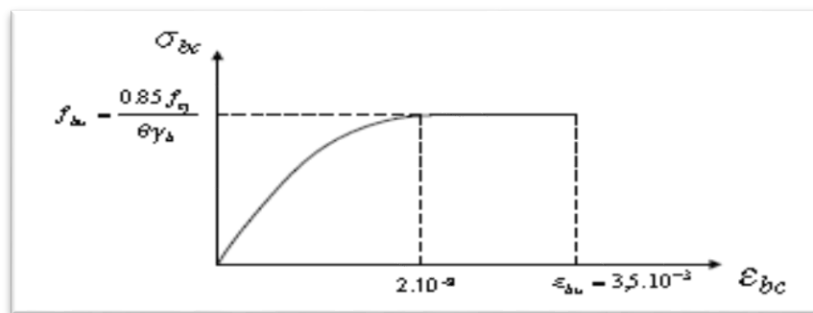
I.4.1.3. Diagramme contraintes -déformations du béton:

Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations.

Le diagramme idéalisé est donné par (**figure. I-6**) :

$$\epsilon_b < 2 \times 10^{-3} \sigma_{bc} = f_{cj}(-0.25 \times 10^3 \epsilon_b + 1) \epsilon_b \times 10^3$$

Avec

$$\epsilon_b < 2 \times 10^{-3} \sigma_{bc} = f_{cj}$$

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées

$\epsilon_b = 2\text{‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

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

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- ❖ De la durée d'application de la charge.
- ❖ Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

I.4.1.4. Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

❖ Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot (\text{MPa}) (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21}) [2]$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot (\text{MPa}) (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$. On a $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$.

I.4.1.5. Module de déformation transversale :

Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort Tranchant. Il est donné par la relation suivante : (**ART .A.2.1.3/BAEL91modifié99**)

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ MPa}$$

Avec :

E : module de Young.

ν : coefficient de poisson

❖ Coefficient de poisson : (BAEL91, art A.2.1, 3) [2]

Si ε_l est la déformation relative longitudinale et ε_t la déformation relative transversale, le coefficient de poisson vaut :

$$\nu = \frac{\Delta l}{l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.2. Aciers :

a. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et une faible résistance 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 FeE400.
- ❖ **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.

I.4.2.1. Module de déformation longitudinal :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

❖ Coefficient de poisson :

Il est près égal $\nu = 0.3$.

I.4.2.2. Diagramme contraintes- déformations :

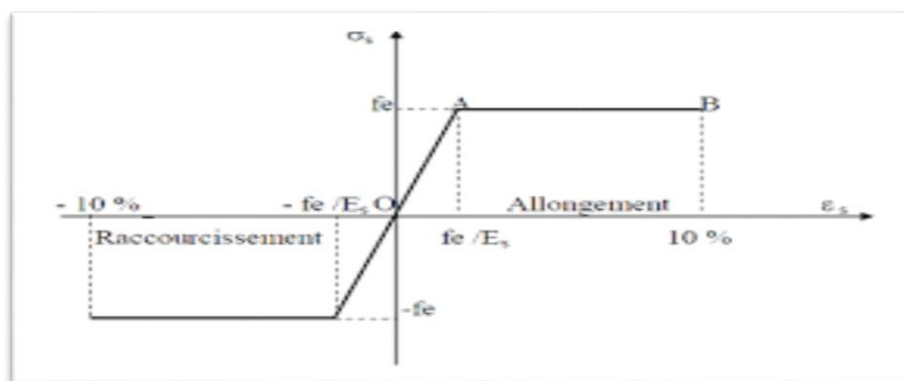


Figure I.7 : Diagramme de déformation - contrainte de calcul

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par la (Figure. I-7):

Se diagramme se compose : d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (Module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

I.5. Hypothèse de calcul des sections en béton armé :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

- On distingue deux états limites:

- ❖ état limite ultime de résistance.
- ❖ état limite de service.

I.5.1. Etat limite ultime:

Il correspond à ce que l'entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage:

- ❖ l'état limite ultime de l'équilibre statique.
- ❖ l'état limite ultime de résistance.
- ❖ l'état limite ultime de stabilité de forme (pas de flambement).

I.5.1.1. Hypothèse de calcul:

- ❖ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ❖ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ❖ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ❖ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.5.2. Etat limite de service:

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité; on distingue:

- ❖ l'état -limite de service vis-vis de la compression du béton.
- ❖ l'état -limite de service d'ouverture des fissures.
- ❖ L'état -limite de service de déformation (limitation de flèche).

I.5.2.1. Hypothèse de calcul:

- ❖ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ❖ pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ❖ le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation: $\sigma_b = E_b \epsilon_b$.

- ❖ Le module de l'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15E_b$; $n = 15$.
n: Coefficient d'équivalence.

I.6. Modèle de calcul :

I.6.1. Béton :

I.6.1.1. Etat limite ultime:

- ❖ **Contrainte ultime de compression (Art A-4. 3.4 BAEL91) [2]:**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPa}$$

Avec:

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma = 1,15$ en situations accidentelles

$\gamma = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

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

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

- ❖ **Contrainte ultime de cisaillement: BAEL91 (A.5.1.2) [2]:**

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

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

$\tau_{adm} = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable.

I.6.1.2. Etat limite de service:

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec: $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

I.6.2. Acier :**I.6.2.1. Etat limite ultime:**

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s=1,15$ En situation durable, $\sigma = 400\text{Mpa}$.

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle, $\sigma = 348\text{Mpa}$.

I.6.2.2. Etat limite de service:

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

❖ **Cas de fissuration préjudiciable:(BAEL91 / Art 4-5.32) [2]:**

Pas de limitation.

❖ **Cas de fissuration préjudiciable :(BAEL91 / Art 4-5.33)[2]:**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{c28}}\right)=201,63\text{MPa}.$$

❖ **Cas de fissuration très préjudiciable:(BAEL91 / Art 4-5.34) [2]:**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, (90\sqrt{\eta \times f_{c28}})\right)=164,97\text{MPa}.$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour l'acier RL.

$\eta = 1.6$ pour l'acier HA.

I.7. Action et sollicitation :**I.7.1. Action :****I.7.1.1. Les actions permanentes (G):**

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

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides. Les déformations imposées à la structure.

I.7.1.2. les actions variables(Q) :

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

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

I.7.1.3. Les actions accidentelles (F_a):

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

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.7.2. Combinaisons de calcul :

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

I.7.2.1. Situations durables :

- ❖ ELU: $1.35G + 1.5Q$.
- ❖ ELS : $G + Q$.

I.7.2.2. Situations accidentelles :

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8G+Q\pm E.$$

I.7.3. Les sollicitations :

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

I.8. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ Le CBA93 (**Code De Béton Armé**).
- ❖ Le RPA 99 révisée 2003(**Règlement Parasismique Algérien**).
- ❖ Le BAEL 91(**Béton Armé Aux Etats Limites**).
- ❖ DTR-BC2.2 (**Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges**).

I.9. Conclusion:

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utilisé, à et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré dimensionnement précis des éléments défini afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Chapitre II

pré-dimensionnement

et

descente des charges

II.1. Introduction:

Le pré- dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, les règles technique algérien le CBA93 le BAEL91 et le RPA 99 et dont le but et d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II.2. pré dimensionnement des éléments non structuraux:**II.2.1. Pré dimensionnement des Planchers :**

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

✓ Plancher à corps creux.

✓ Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1. Planchers à corps-creux :

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de donner une épaisseur minimale a la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

D'après BEAL 91[2] :

e = 7 cm	pour une heure de coupe-feu.
e = 11 cm	pour deux heures de coupe-feu.
e = 17.5 cm	pour quatre heures de coupe-feu.

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

- **Condition de flèche :**

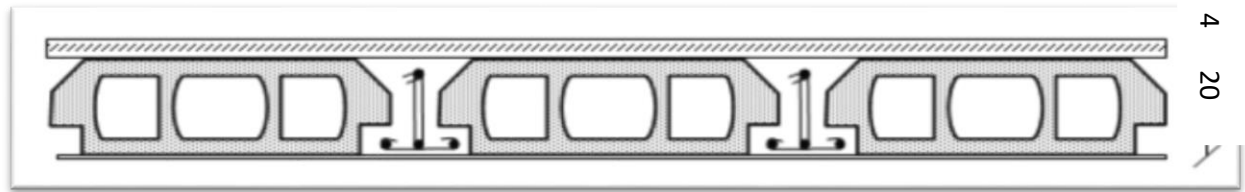


Figure II.1: Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués des associés aux corps creux, pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera les formules empirique suivante :

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

L : la distance entre nues d'appuis.

h_t : épaisseur du plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{x \max} = 500 \text{ cm.} \\ L_{y \max} = 520 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$L = \min (L_{x \max}, L_{y \max}) = 500 \text{ cm.}$$

On a : $L = 500 \text{ cm}$

$$\frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} .$$

$$20 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm.}$$

Donc l'épaisseur de : **h_t = 24 cm.**

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ cm.}$

Tel que : $h = (20 + 4)$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 20 \text{ cm. (Hauteur du Corps creux).} \\ e = 4 \text{ cm. (Hauteur de la dalle de compression).} \end{array} \right.$$

II.2.1.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers et reçoivent les hourdis.

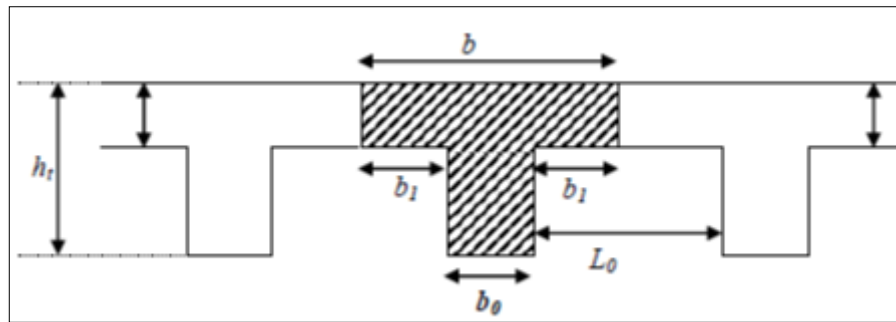


Figure II.2 : Les Nervures.

b_0 : la largeur de la nervure.

b : la largeur de la table.

h_0 : la hauteur de la table.

h : la hauteur totale du plancher.

L_0 : Entre axes des poutrelles.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de Caractéristique géométrique suivant :

$$0.4ht \leq b_0 \leq 0.6ht$$

$$9.6 \leq b_0 \leq 14.4$$

Alors: $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_0 - b_0}{2}; \frac{l_{\max}}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{65 - 12}{2}; \frac{500}{10} \right\}$$

$$\Rightarrow b_1 = \{26.5; 50\}$$

Alors: $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12$$

Donc, on prend : $b = 65 \text{ cm}$

II.2.2. Plancher à dalles pleines(Balcon) :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

❖ **Résistance au feu :**

$e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

❖ **Critère de résistance :**

➤ Si

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{l_y} \leq e \leq \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x \leq l_y$$

La dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur. .

➤ Si

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ avec } l_x \leq l_y$$

La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

➤ le nombre d'appuis sur les quels reposent la dalle pleine :

❖ pour une dalle sur un seul appui:

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

❖ pour une dalle sur deux appuis:

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

❖ pour une dalle sur trois ou quatre appuis:

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas en a deux types :

Type 1: Dalle sur trois appuis

$$L_x = 1.28\text{m}$$

$$L_y = 1.25\text{m}$$

Donc:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.02 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{128}{50} \leq e \leq \frac{128}{40}$$

$$\text{Donc: } 2.56\text{cm} \leq e \leq 3.2\text{cm}$$

$$e = 3\text{cm}$$

Type 2: Dalle sur trois appuis

$$L_x = 1.45\text{m}$$

$$L_y = 1.12\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1.29 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$\text{Donc: } 2.9\text{cm} \leq e \leq 3.6\text{cm}$$

$$e = 3\text{cm}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est Déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur **e = 15 cm**

II.2.3. Les Pré dimensionnement des escaliers:

Les escaliers desservent les différents niveaux des bâtiments sont constitués d'une paillasse et un palier de repos, Un escalier est une suite de plan horizontaux disposé en gradin .afin de ce déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte le même type d'escalier, il a une forme droite composé de deux volées et un palier de repos.

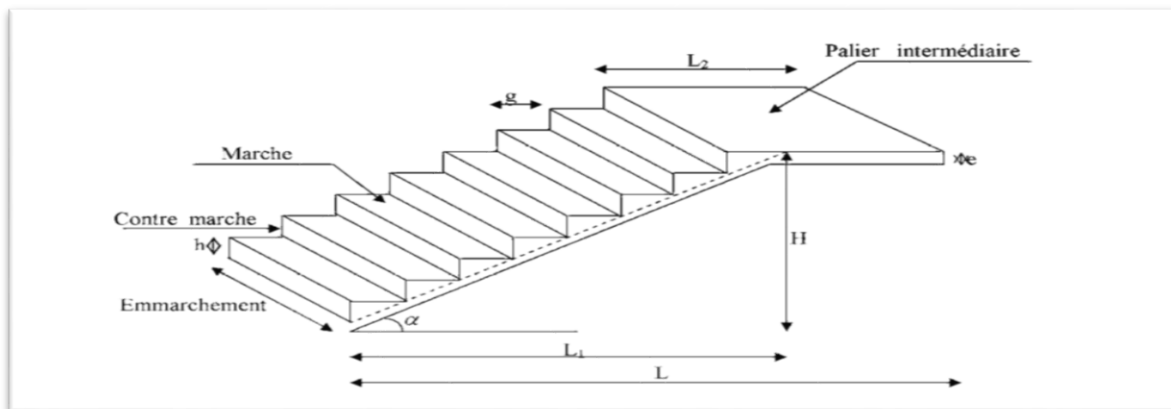


figure II.3 : Principaux termes relatifs à un escalier.

Avec :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur d'une volée.

L₁ : portée projetée de la paillasse.

L₂ : largeur du palier.

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**, en tenant compte Des dimensions données sur les plans.

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} < h < 18\text{cm} \\ 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \end{array} \right.$$

Ou :

Le nombre de contre marches (n) est : $n = H/h$ et Le nombre de marche (m) est : $m = n-1$.

❖ **Application:**

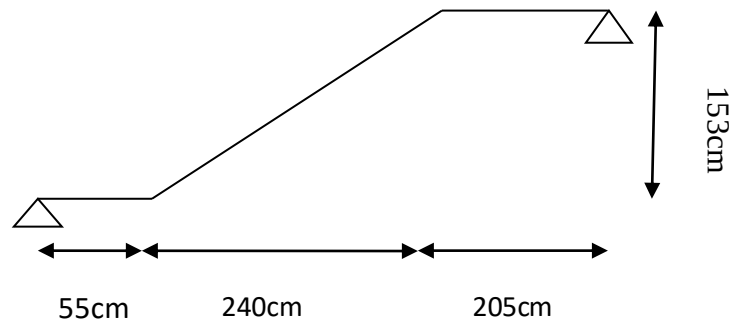


Figure II.4: Schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul de nombre des marches :**

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total x de la volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

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

Donc :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$n - 1 = 8 \text{ (nombre de marche).}$$

D'autre part :

$$(n - 1) \times g = l$$

$$g = \frac{l}{n - 1} = \frac{240}{8}$$

$$g = 30\text{cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$(2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} . \text{ et que } 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

❖ **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) = 32.52^\circ$$

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \text{ on a : } l = \frac{240}{\cos \alpha} = 285\text{m}.$$

$$9.5\text{cm} \leq ep \leq 14.25\text{cm}.$$

On prend: $ep = 15\text{cm}$.

➤ **Epaisseur de palier :**

$$e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}.$$

II.2.4. l'acrotère :

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- ✓ Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- ✓ Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement

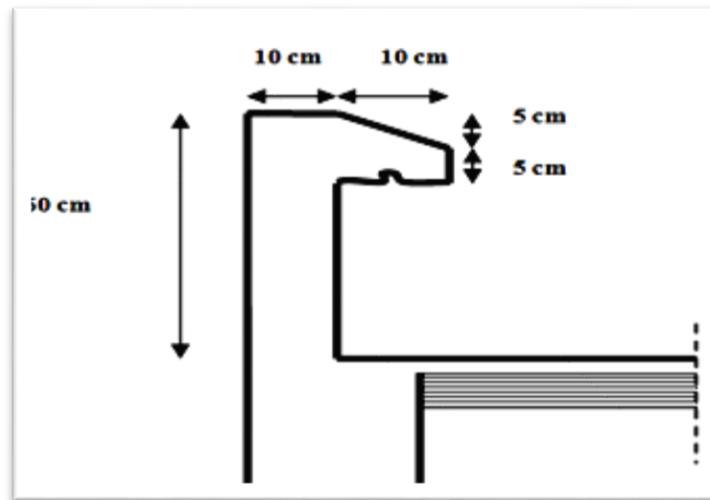


Figure II.5 : Coupe verticale de l'acrotère.

Poids propre de l'acrotère :

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$$

$$G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : évaluation de charge de l'acrotère.

Désignation	h(m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Total G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=3cm)		
Acrotère	0.6	0.0675	1.15	0.54	1.69	1

II.3. Pré dimensionnements des éléments structuraux :

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui assurent transmission des charges et surcharges des planches aux éléments verticaux (poteaux, voile).

Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **(BAEL91)** et vérifiées par la suite selon le **(RPA99.v.2003)**.

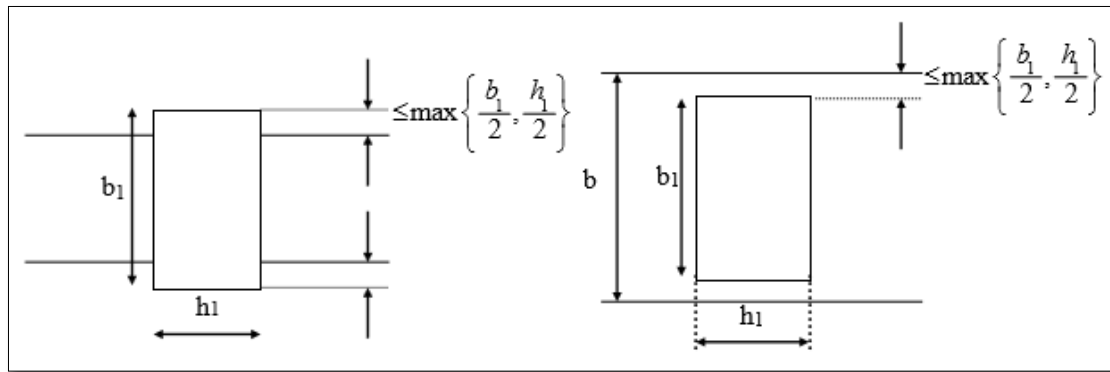


Figure II.6 : La poutre

Avec:

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

b_1 : Largeur du poteau.

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm.} \\ \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

II.3.1.1. Poutre principale:

➤ la hauteur h :

On a :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

Avec : $l=520\text{cm}$.

D'où:

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$$34.66 \leq h \leq 52$$

On prend $h = 45$ cm.

➤ **la largeur de la poutre b:**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \implies 18 \leq b \leq 31.5$$

on prend $b = 30$ cm.

❖ **verification des exigences du RPA 99 version 2003:**(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}. \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}. \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4. \end{array} \right\} \implies \text{conditon vérifier.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres principales (30×45) cm².

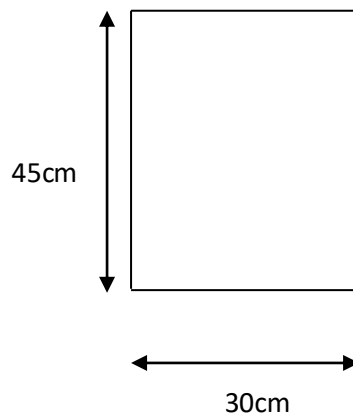


Figure II.7 : La section de la poutre principale (30×45).

II.3.1.2. poutre secondaire:

elles sont parallèles aux poutrelles.

➤ **la hauteur h:**

On a:

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

avec: $l=500\text{cm}$.

d'où :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h \leq 50$$

on prend $h=40\text{cm}$.

➤ **la largeur de la poutre b:**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \implies 16 \leq b \leq 28$$

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

❖ **vérification des exigences du RPA 99 version 2003:**(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}. \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}. \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4. \end{array} \right\} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres secondaires

$(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

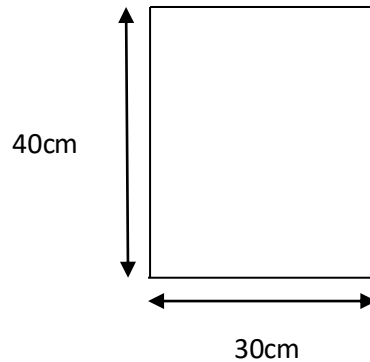


Figure II.8 : La section de la poutre secondaire (30×40).

II.3.2. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux Fondations.

Ils sont pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que Seul le béton reprend l'effort normal

$$N_s = G + Q.$$

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le Poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} = 1.5 \text{KN/cm}^2.$$

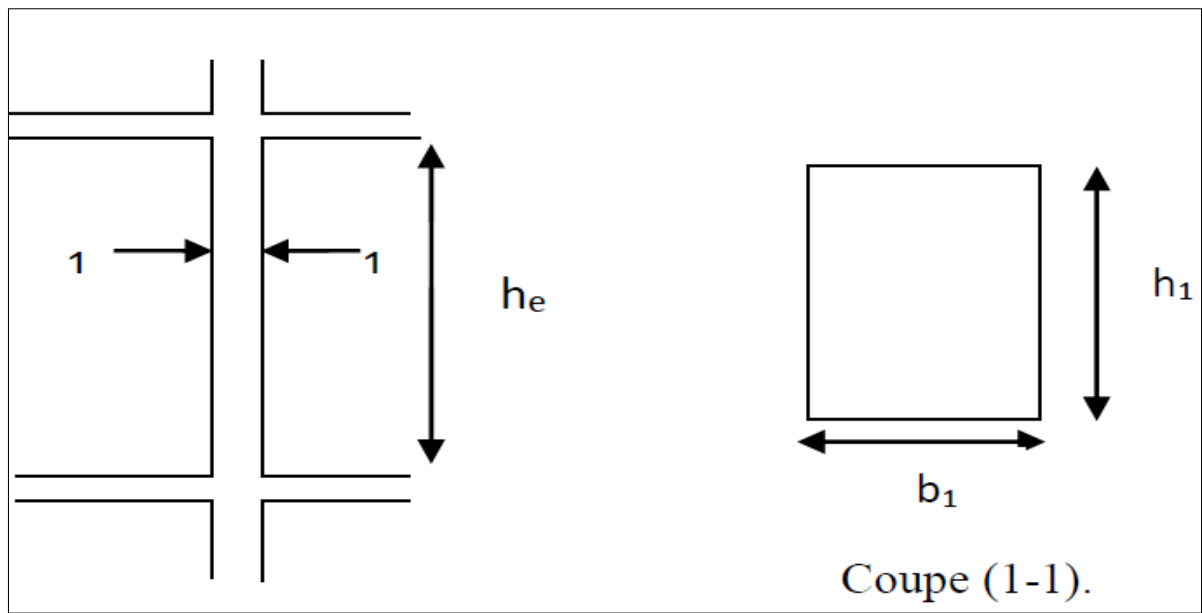


Figure II.9 : Le poteau.

Avec:

b_1 : Largueur du poteau.

h_1 : Longueur du poteau.

h_e : Hauteur de l'étage.

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des Poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ en zone IIa.} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

❖ Surface d'influence:

➤ Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

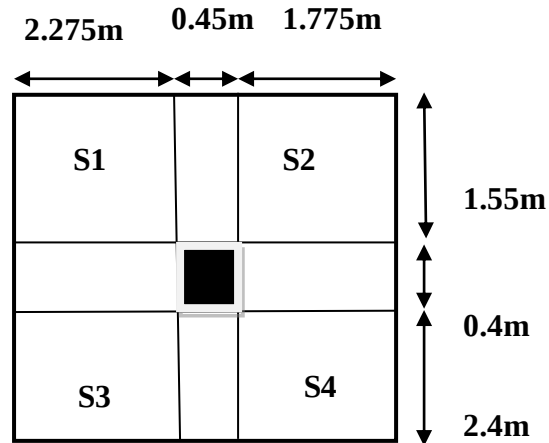


Figure II.10 : Schéma d'un poteau le plus sollicité.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_1 = (2.275 \times 1.55) = 3.52\text{m}^2.$$

$$S_2 = (1.775 \times 1.55) = 2.75\text{m}^2.$$

$$S_3 = (2.275 \times 2.4) = 5.46\text{m}^2.$$

$$S_4 = (1.775 \times 2.4) = 4.26\text{m}^2.$$

Donc:

$$S = 15.99\text{m}^2.$$

❖ Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux Données ci-après :

➤ La charge des planchers :

a) Plancher terrasse

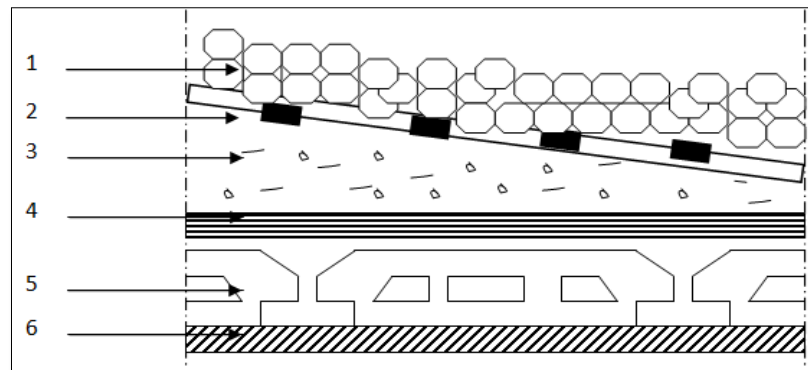


Figure II.11 : Plancher terrasse à corps creux

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) :

Tableau II.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux [3].

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m ²)
1-protection en gravillon	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Forme de pente 1%	0.1	22	2.2
4-Isolation thermique	0.04	4	0.16
5-Corps creux	20+4	13.75	3.3
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			G=6.83
Surcharge d'exploitation			Q =1

b) Plancher d'étages courants :

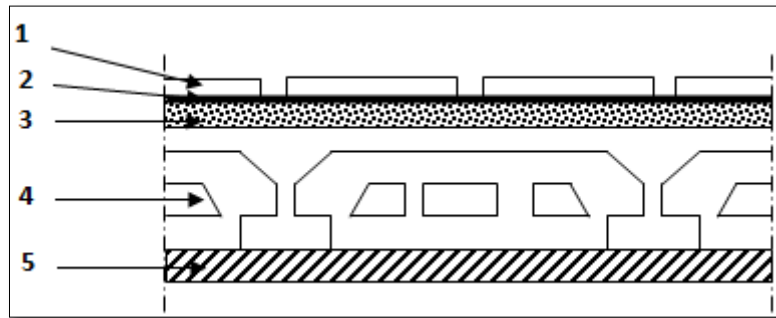


Figure II.12 : Plancher étage

❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2) [3] :

Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lite de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	20+4	13.75	3.3
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloison intérieur	0.01	10	1
Charge Permanente total			G=5.7
Surcharge d'exploitation			Q=1.5

c) dalle pleine (balcon) :

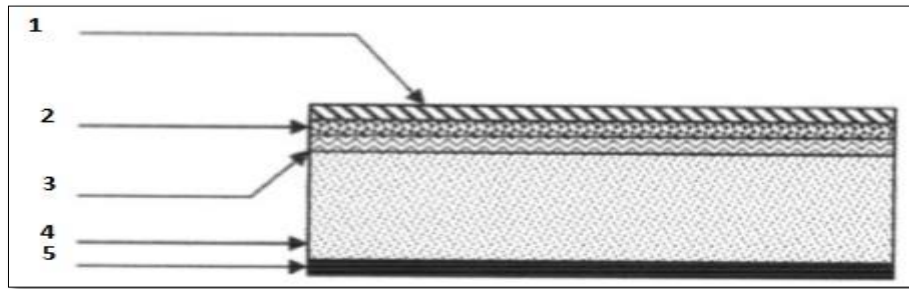


Figure II.13 : Balcon.

Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine [3].

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			G=5.33
Surcharge d'exploitation			Q=3.5

d) Mur extérieur (double cloison):



Figure II.14 : Mur Extérieur.

Tableau II.5 : Charge Permanente de cloison extérieure.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m ²)
1-Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18	0.36
2-brique creux de 15	0.15	8.67	1.3
3-l'âme d'air	0.05	/	/
4-brique creux de 10	0.1	9	0.9
5-Enduit de plâtre (intérieur)	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			G=2.76

e) L'escalier (Palier):

Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total			G=5.15
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

f) Paillasse:

Tableau II.7 : Charge permanente due au Paillasse

Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1-carrelage	Horizontale	0.02	22	0.44
	Vertical	0.02h/g	22	0.249
2-mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4
	Verticale	0.02h/g	20	0.226
3-poids des marches		0.17 /2	25	2.125
4-poids de la palliasse		0.15/cos α	25	4.44
5-Enduit en plâtre		0.02/ cos α	10	0.237
6-gardes corps		/	/	0.6
Charge Permanente total				G=8.717
Charge exploitation total				Q=2.5

❖ poids propre des éléments:

• Poids du plancher:

$$P = G \times S$$

• Plancher terrasse:

$$p = 6.83 \times 15.99 = 109.21 \text{ kN.}$$

• Plancher étage courant :

$$P = 5.7 \times 15.99 = 91.14 \text{ kN.}$$

➤ Poids des poutres :

$$P = \rho \times S \times h$$

• Poutres principales :

$$P_{pp} = 25 \times (0.3 \times 0.45) \times 3.95 = 13.33 \text{ kN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 4 = 12 \text{ kN}.$$

D'où le poids total : $P_T = 25.33 \text{ kN}$.

➤ **Poids des poteaux :**

- **Poteau du RDC + 1 étage et 2 étage:**

$$P_{pot} = 25 \times (0.45 \times 0.45) \times 3.06 = 15.49 \text{ kN}.$$

- **Poteau des étages courants de 3 à 6 :**

$$P_{pot} = 25 \times (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{ kN}.$$

➤ **Surcharge d'exploitation:**

La surface d'influences $Q = 15.99 \text{ m}^2$.

- **Plancher terrasse:**

$$Q = 15.99 \times 1,00 = 15.99 \text{ kN}.$$

- **Plancher étage à usage habitation:**

$$Q = 15.99 \times 1,50 = 23.98 \text{ kN}.$$

❖ **Dégression vertical des surcharges d'exploitation :**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

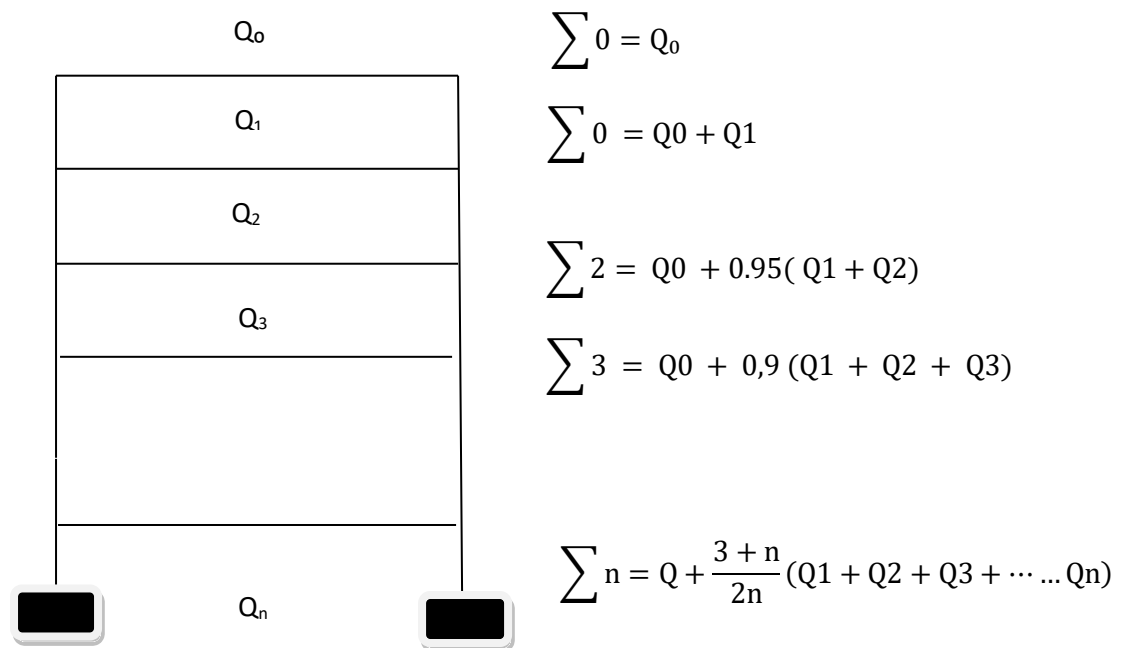
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour: } n \geq 5.$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

**Figure II .15 :** Loi de dégression des charges.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitation sont égales à Q_0 pour le toit ou la terrasse, à Q pour les étages courants et à Q' pour le RDC.
Donc la loi de dégression sera comme suit :

➤ **Cal cul des charges :**

Tableau II.8 : application numérique des charges cumulées.

Niveau	Unité (KN)
6	$Q_0=15.99$
5	$Q_0+Q_1=15.99 + 23.985 = 39.975$
4	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=15.99 + 0.95(23.985 \times 2) = 61.56$
3	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=15.99 + 0.9(23.985 \times 3) = 80.74$
2	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=15.99 + 0.85(23.985 \times 4) = 97.53$
1	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=15.99 + 0.8(23.985 \times 5) = 111.93$
RDC	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=15.99 + 0.75(23.985 \times 6) = 123.92$

➤ Récapitulatif de la descente de charge

Tableau II.9 : Descentes des charges pour les poteaux.

Niv	Charges permanentes G (KN)					Charges d'exploitation Q(KN)		Effort Normal N = G _c + Q _c		
	Poids de plancher KN	Poids des poteaux KN	Poids des Poutres KN	G Total KN	G cumulée KN	Q total KN	Q cumulée KN		N/σ _{bc} cm ²	Section cm ²
6	109.21	12.24	25.33	146.78	146.78	15.99	15.99	162.77	108.51	40 × 40
5	91.14	12.24	25.33	128.71	275.49	23.98	39.97	315.46	210.3	40 × 40
4	91.14	12.24	25.33	128.71	404.2	23.98	63.95	468.15	312.1	40 × 40
3	91.14	12.24	25.33	128.71	532.91	23.98	87.93	620.84	413.89	40 × 40
2	91.14	15.49	25.33	131.96	664.87	23.98	111.91	776.78	517.85	45 × 45
1	91.14	15.49	25.33	131.96	796.83	23.98	135.89	932.72	621.81	45 × 45
RDC	91.14	15.49	25.33	131.96	928.79	23.98	159.87	1088.66	725.77	45 × 45

❖ **Vérification de la section de poteau :**

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = (1,35 \times 928,79) + (1,5 \times 159,87) = 1493,77 \text{ KN.}$$

❖ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{F_{bc}}{0,9} \times \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

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

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$ (cas générale).

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$ (cas générale) ; $\theta = 1$ (charge > 24 h)

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1.49377}{\frac{14.2}{0.9} \times \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

$$B_r \geq 0.038 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \geq 0.038 \text{ m}^2$$

Alors :

On prend

$a = 40 \text{ cm}$.

$b = 40 \text{ cm}$.

❖ Calcul de section suivant RPA 99 :

$$\frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

B (sections de poteau).

Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants :

$$B \geq \frac{1493.77 \times 10^3}{0.3 \times 25} = 1991.6 \text{ cm}^2$$

$$a \geq \sqrt{1991.6} = 44.62 \approx 45 \text{ cm}$$

Par mesure de la sécurité, on choisit de prendre un poteau d'une forme carré de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est Recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des Poteaux centraux (**Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003**).

➤ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

- Pour RDC+1 et 2 étages (45 × 45):

$$\left. \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les étages courants 3,4,5,6 (40 × 40):

$$\left. \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25. \\ \min(b_1 \times h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Soit :

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

L'élancement des poteaux, il faut vérifier que : $\lambda \leq 50$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \text{Rayon de giration .}$$

$l_f = 0.7l_0$: Flambement d'un poteau (**Art.8.3.3.1, BAEL 91**).

l_0 : Longueur libre de poteau.

I : Moment d'inertie du poteau :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

S : Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{h^3}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

Tableau II.10 : Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement.

	Caractéristiques Géométriques		Longueur de Flambement	Moment d'inertie	Rayon de giration	L'élancement du poteau
Poteaux	l_0 (cm ²)	S (cm ²)	$L_f = 0.7L_0$ (cm)	$I = bh^3/12$ (cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$
45 × 45	306	2025	214.2	341718.75	12.99	16.48
40 × 40	306	1600	214.2	213333.33	11.54	18.56

Pour vérifier la résistance des poteaux au flambement il fallait un rayon de giration et un Moment d'inertie petit.

$$I = 213333.33 \text{ cm}^4 \quad i = 11.54$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18.56 \leq 50$$

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont Prémunis contre le risque de flambement.

II.3.3. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

D'après l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003 les dimensions minimales doivent satisfaire Les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L_{min} \geq 4a.} \\ \mathbf{a \geq 15cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L_{min} : La portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

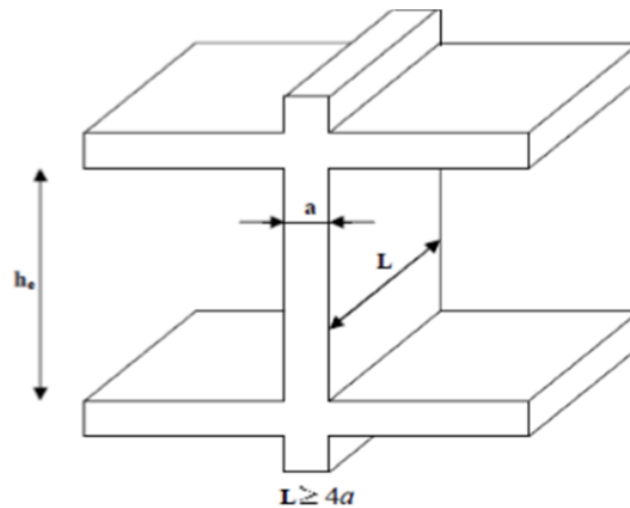
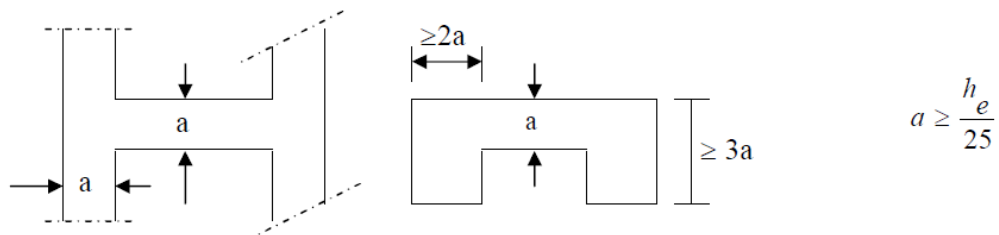


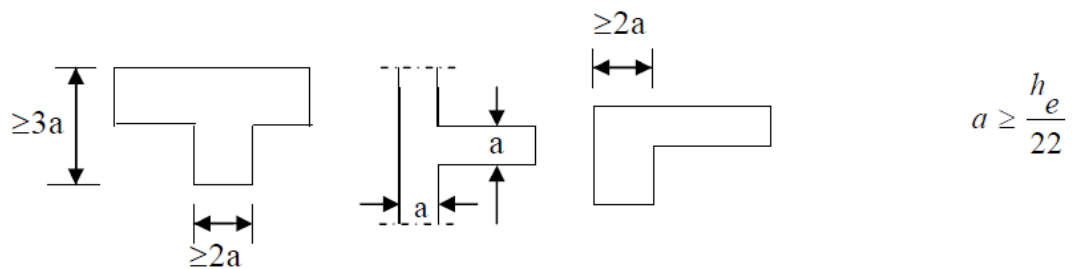
figure II.16 : Coupe du voile en élévation

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la **figure II.17**:

- Le 1^{er} cas :



- Le 2^{er} cas :



- Le 3^{er} cas :



Figure II.17: Coupes de voiles en plan.

Nous opterons pour le 3^{ème} cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq \frac{h_e}{20}$.

- pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

donc:

$$a \geq \max\left(a_{\min}; \frac{h_e}{20}\right) = \max(15; 14.1) = 15 \text{ cm.} \implies a = 20 \text{ cm.}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

- la largeur :

$$l_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$145 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$$

} $\implies$ Condition vérifiée.

II.4. Conclusion :

À ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les Sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les Éléments de notre ouvrage comme suit :

➤ les planchers:

Épaisseur des planchers en corps creux : **20+4 = 24cm.**

➤ Les poutres :

Poutres principales : (30 × 45).

Poutres secondaires: (30 × 40).

➤ Les voiles :

Épaisseur des voiles : **20 cm** pour tous les étages courants.

➤ Les poteaux :

RDC+1 et 2 étages : (45 × 45).

Les étages courants 3, 4, 5,6: (40 × 40).

Chapitre III:

calcul des éléments

secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas des conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- Planchers.
- L'escalier et la poutre palière.
- Balcons.
- L'acrotère.

III.2. Etude des planchers :

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

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- **Dalle à corps creux**

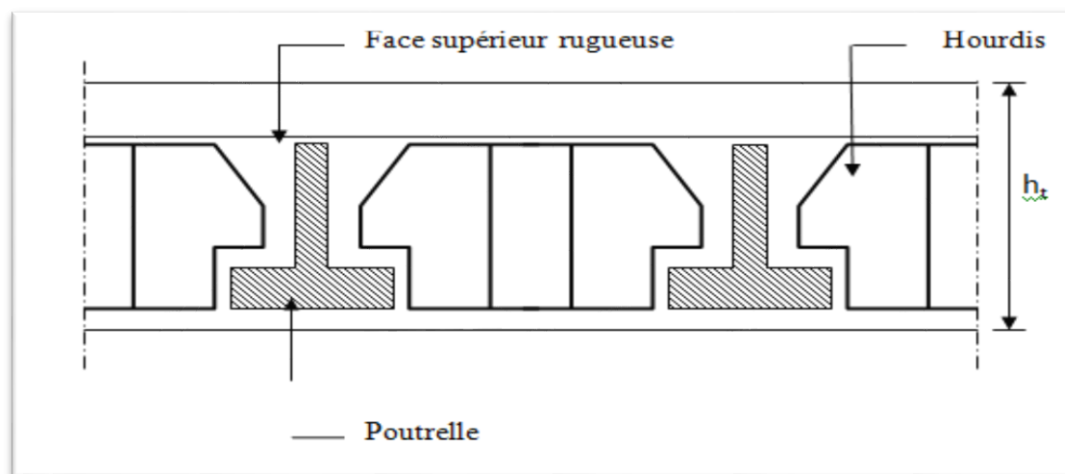


Figure III.1. Plancher à corps creux.

III.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

III.2.1.1. Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

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.2.1.2. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

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

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91[2]**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher Terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.66, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{.....CV}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.4, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{.....CV}$$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{5}{4} = 1.25 \leq 1.25 \quad \text{... .. CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4}{4.05} = 0.99 \leq 1.25 \quad \text{... .. CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4.05}{4} = 1.01 \leq 1.25 \quad \text{... .. CV}$$

$$0.8 \leq \frac{4}{5} = 0.8 \leq 1.25 \quad \text{... .. CV}$$

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « $I = \text{constante}$ ».....CV

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

III.2.1.3. Application de la méthode :

Soit :

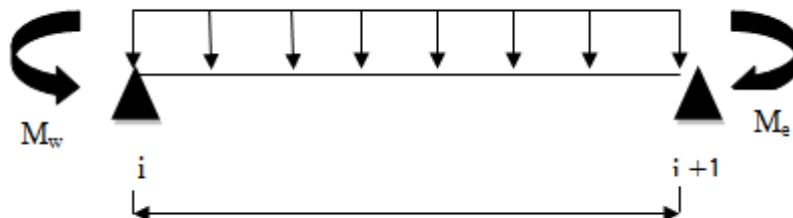
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

(Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier

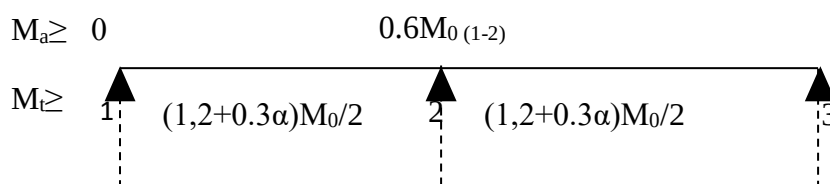
Les conditions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

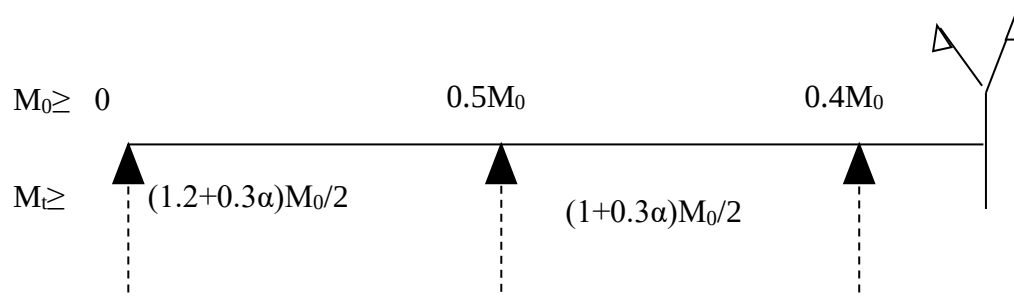
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

III.2.1.3.1. Les valeurs minimales des moments :

- **Cas d'une poutre à deux travées :** $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



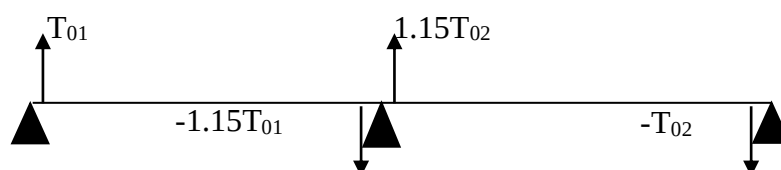
- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



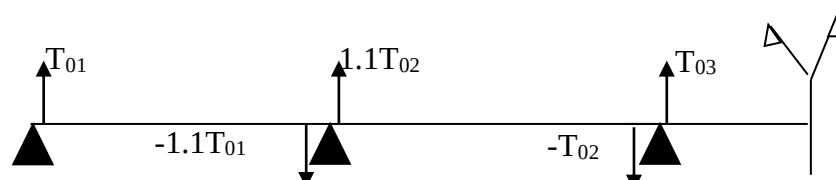
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

III.2.1.3.2. Les efforts tranchants :

- Cas d'une poutre à deux travées :

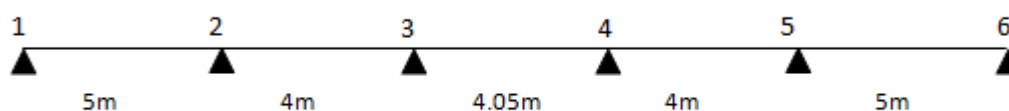


- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



III.2.1.3.3. Evaluation des charges :(charge sollicitée sur les poutrelles)

- a). Plancher terrasse :



Charge permanente : $G = 6.83 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.83} = \mathbf{0.127}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.127) = \mathbf{1.238}$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.127)}{2} = \mathbf{0.519}$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.127)}{2} = \mathbf{0.619}$$

III.2.1.3.4. Calcul à l'état limite ultime :

- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (1.35 (6.83) + 1.5 (1))0.65 = 6.968 \text{KN/m}^2$$

- **Les moments isostatiques :**

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.968 \times 5^2}{8} = \mathbf{21.775 \text{KN.m}}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.968 \times 4^2}{8} = \mathbf{13.936 \text{KN.m}}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.968 \times 4.05^2}{8} = \mathbf{14.28 \text{KN.m}}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.968 \times 4^2}{8} = \mathbf{13.936 \text{KN.m}}$$

$$M_{0(5-6)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.968 \times 5^2}{8} = \mathbf{21.775 \text{KN.m}}$$

- **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 21.775 = \mathbf{3.326 \text{KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5M_{0(1-2)} = 0.5 \times 21.775 = \mathbf{10.887 \text{KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 13.936 = \mathbf{5.574 \text{KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(4-5)} = 0.4 \times 13.936 = \mathbf{5.574 \text{KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.5M_{0(5-6)} = 0.5 \times 21.775 = \mathbf{10.887 \text{KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.15M_{0(5-6)} = 0.15 \times 21.775 = \mathbf{3.326 \text{KN.m}}$$

- Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

Mt (1-2) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 21.775 - \left(\frac{3.326 + 10.887}{2} \right) = 15.757 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{21.775}{2} = 13.479 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (1-2) = 15.757 KN.m

Travée (2-3): travée intermédiaire

Mt (2-3) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 13.936 - \left(\frac{10.887 + 5.574}{2} \right) = 6.402 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{13.936}{2} = 7.233 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (2-3) = 7.233 KN.m

Travée (3-4): travée intermédiaire

Mt (3-4) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 14.28 - \left(\frac{5.574 + 5.574}{2} \right) = 9.42 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{14.28}{2} = 8.839 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (3-4) = 9.42 KN.m

Travée (4-5): travée intermédiaire

Mt (4-5) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 13.936 - \left(\frac{10.887 + 5.574}{2} \right) = 6.402 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{13.936}{2} = 7.233 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (4-5) = 8.626 KN.m

Travée (5-6): travée de rive

Mt (5-6) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 21.775 - \left(\frac{3.326 + 10.887}{2} \right) = 15.757 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{21.775}{2} = 13.478 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$Mt_{(5-6)} = 15.757 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$Tw_{(1-2)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 5}{2} = 17.42 \text{ KN}$$

$$Te_{(1-2)} = 1.15 Tw_{(1-2)} = 1.15 \times 17.42 = 20.03 \text{ KN}$$

$$Tw_{(2-3)} = 1.15 \times \frac{Qu \times l}{2} = 1.15 \times \frac{6.968 \times 4}{2} = 16.026 \text{ KN}$$

$$Te_{(2-3)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 4}{2} = 13.936 \text{ KN}$$

$$Tw_{(3-4)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 4.05}{2} = 14.110 \text{ KN}$$

$$Tw_{(3-4)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 4.05}{2} = 14.110 \text{ KN}$$

$$Te_{(4-5)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 4}{2} = 13.936 \text{ KN}$$

$$Tw_{(4-5)} = 1.15 \times \frac{Qu \times l}{2} = 1.15 \times \frac{6.968 \times 4}{2} = 16.026 \text{ KN}$$

$$Te_{(5-6)} = 1.15 \times \frac{Qu \times l}{2} = 1.15 \times 16.026 = 18.429 \text{ KN}$$

$$Tw_{(5-6)} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6.968 \times 5}{2} = 17.42 \text{ KN}$$

III.2.1.3.5. Calcul à l'état limite de service :

- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = (G + Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (6.83 + 1) \times 0.65 = 5.089 \text{ KN/m}^2$$

- **Les moments isostatiques :**

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.089 \times 5^2}{8} = 15.903 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.089 \times 4^2}{8} = 10.178 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.089 \times 4.05^2}{8} = 10.434 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.089 \times 4^2}{8} = 10.178 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(5-6)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.089 \times 5^2}{8} = 15.903 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 15.903 = 2.385 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 15.903 = 7.951 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 10.178 = 4.071 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(4-5)} = 0.4 \times 10.178 = 4.071 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_{0(5-6)} = 0.5 \times 15.903 = 7.951 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_{0(5-6)} = 0.15 \times 15.903 = 2.385 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée :**

Travée (1-2): travée de rive

Mt (1-2) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 15.903 - \left(\frac{2.385 + 7.951}{2} \right) = 11.53 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{15.903}{2} = 9.844 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (1-2) = 11.53 KN.m

Travée (2-3): travée intermédiaire

Mt (2-3) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 10.178 - \left(\frac{7.951 + 4.071}{2} \right) = 4.675 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{10.178}{2} = 5.282 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (2-3) = 5.282 KN.m

Travée (3-4): travée intermédiaire

Mt (3-4) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 10.434 - \left(\frac{4.071 + 4.071}{2} \right) = 6.884 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{10.434}{2} = 6.458 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (3-4) = 6.884 KN.m

Travée (4-5): travée intermédiaire

Mt (4-5) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 10.178 - \left(\frac{4.071 + 7.951}{2} \right) = 4.675 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{10.178}{2} = 5.282 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (4-5) = 5.282 KN.m

Travée (5-6): travée de rive

Mt (5-6) : max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 15.903 - \left(\frac{2.385 + 7.951}{2} \right) = 11.53 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times \frac{15.903}{2} = 9.844 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mt (5-6) = 11.53 KN.m

III.2.1.3.6. Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

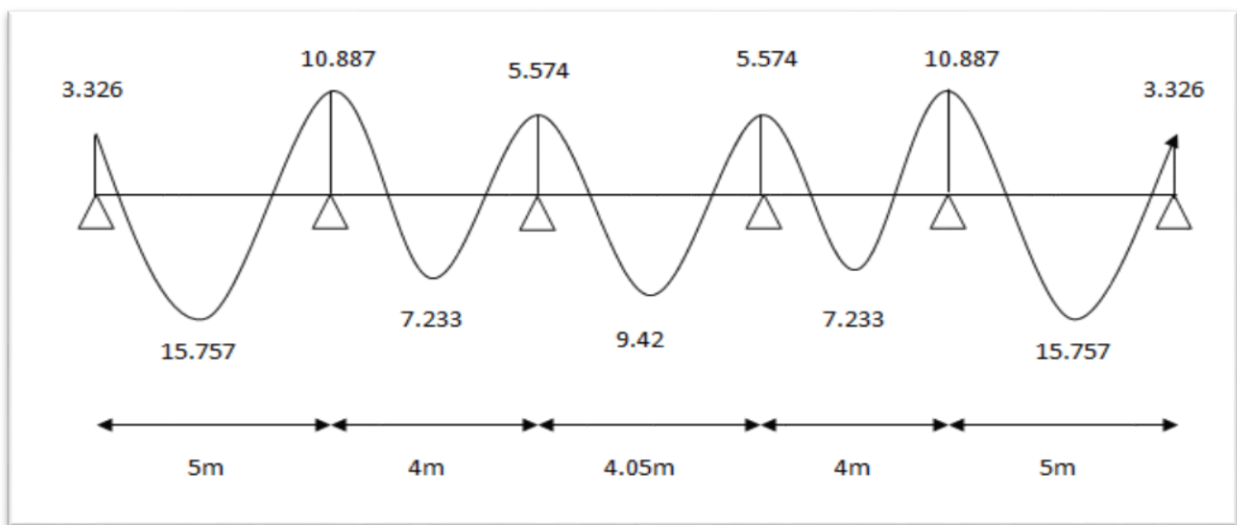


Figure III.2: Diagramme des moments à L'.ELU

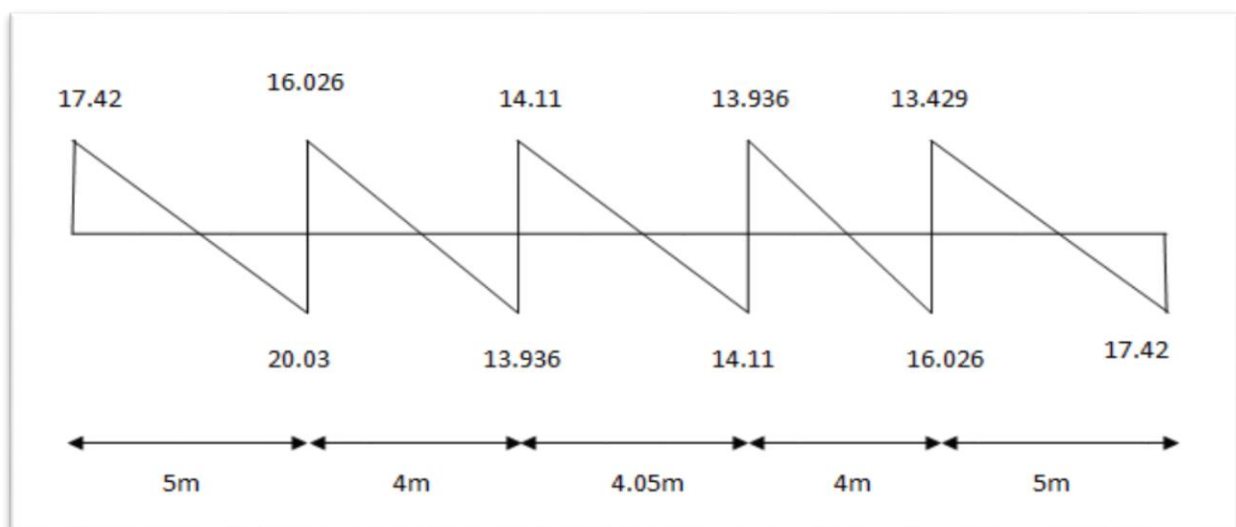


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

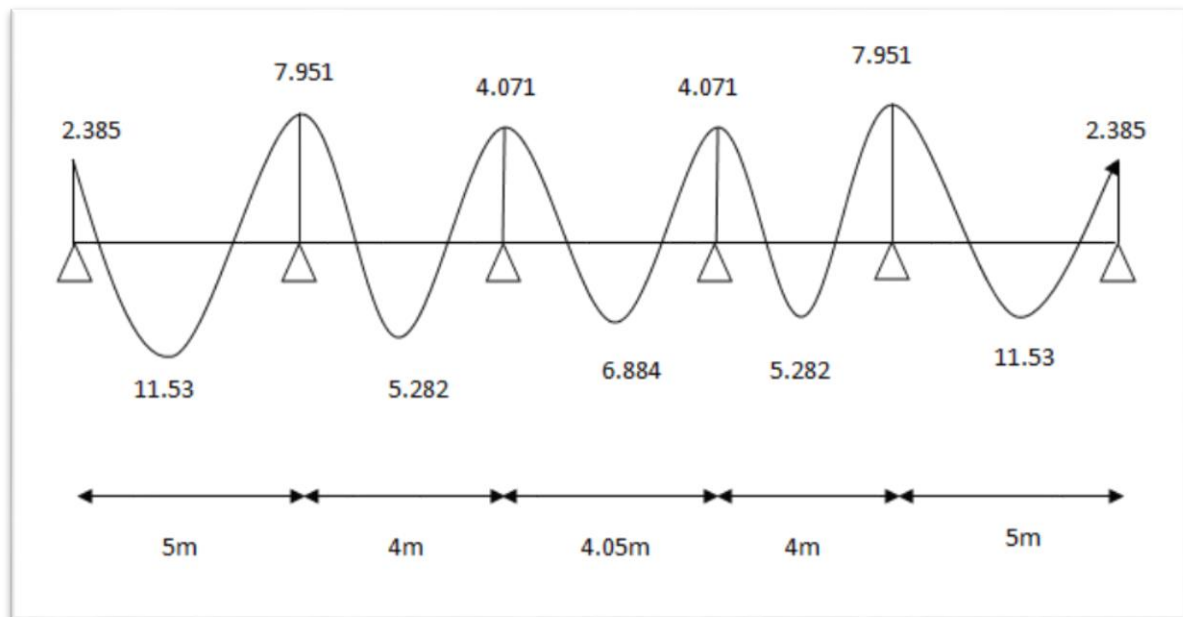


Figure III.3 : Diagramme des moments à l'ELS.

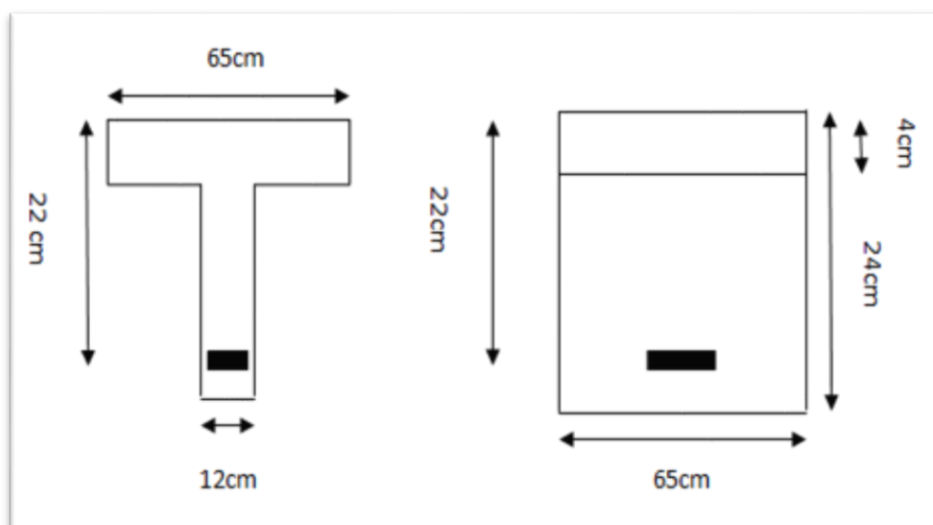
III.2.1.3.7. Détermination des armatures :

III.2.1.3.7.1. Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - 0.02) \cdot 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max}$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 24) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.1 : Les Résultats de ferrailage (plancher terrasse)

Appuis et travée	M _u	B	D	M	α	Z	A _s	A _{min}	A _{adoptée}
1	3.326	12	22	0.04	0.051	21.55	0.443	0.318	2T10=1.57
1-2	15.757	65	22	0.035	0.044	21.61	2.09	1.726	3T10=2.36
2	10.887	12	22	0.132	0.177	20.44	1.53	0.318	2T10=1.57
2-3	7.233	65	22.	0.016	0.02	21.82	0.952	1.726	3T10=2.36
3	5.574	12	22	0.067	0.086	21.24	0.754	0.318	2T10=1.57
3-4	9.42	65	22	0.021	0.026	21.77	1.24	1.726	3T10=2.36
4	5.574	12	22	0.067	0.086	21.24	0.754	0.318	2T10=1.57
4-5	7.233	65	22	0.016	0.02	21.82	0.952	1.726	3T10=2.36
5	10.887	12	22	0.132	0.177	20.44	1.53	0.318	2T10=1.57
5-6	15.757	65	22	0.035	0.044	21.61	2.09	1.726	3T10=2.36
6	3.326	12	22	0.04	0.051	21.55	0.443	0.318	2T10=1.57

III.2.1.3.7.2. Vérification à l'E.L.U :**❖ Condition de non fragilité :****• En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2$$

$$2.36 \text{ cm}^2 \geq 1.726 \text{ cm}^2$$

• Sur appui :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.318 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_u \text{ max} = 20.03 \text{ KN}$$

• Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.758 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.758 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Espacement des armatures transversales:

$$St \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

On adoptée : $St = 20 \text{ cm}$.

❖ Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**• Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 17.42}{0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times 1000} = 1.466 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.466 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 20.03}{0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times 1000} = 1.686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.656 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.1.3.7.3. Vérification à l'E.L.S :

❖ Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée (5-6) :** $\alpha = 0.044$

$$\gamma = \frac{15.757}{11.53} = 1.366$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.366 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.433$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.044 \leq 0.434 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Appui de rive :** $\alpha = 0.051$

$$\gamma = \frac{3.326}{2.385} = 1.394$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.394 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.051 \leq 0.447 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :** $\alpha = 0.177$

$$\gamma = \frac{10.887}{7.951} = 1.369$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.369 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.177 \leq 0.434 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Condition de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.24}{5} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.24}{5} = 0.048 \geq \frac{15.757}{15 \times 21.775} = 0.048 \dots \dots \dots \text{CV}$$

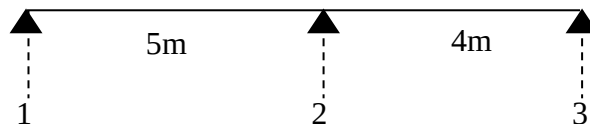
$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 22} = 0.008 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$\Rightarrow$ Donc le calcul de la flèche est inutile

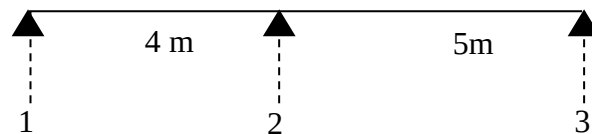
b). Plancher étage courant :

Dans ce plancher on a trois types des poutrelles :

Type « 01 »



Type « 02 »



- Calcul des constantes:

Charge permanente : $G = 5.7 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

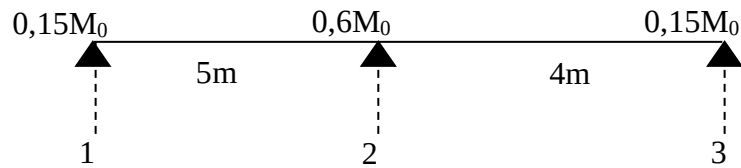
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.7} = \mathbf{0.208}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.208) = \mathbf{1.062}$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.208)}{2} = \mathbf{0.531}$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.208)}{2} = \mathbf{0.631}$$

❖ Type «01 »



III.2.1.3.8. Calcul à l'état limite ultime :

- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (1.35 (5.7) + 1.5 (1.5))0.65 = 6.464 \text{ kN/m}^2$$

- **Les moments isostatiques :**

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.464 \times 5^2}{8} = 20.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.464 \times 4^2}{8} = 12.928 \text{ kN.m}$$

- **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 20.2 = 3.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0.6M_{0(1-2)} = 0.6 \times 20.2 = 12.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{a3} = 0.15M_{0(2-3)} = 0.15 \times 12.928 = 1.939 \text{ kN.m}$$

- **Les moments en travée :**

Travée (1-2): travée de rive

$M_t(1-2)$: max

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 20.2 - \left(\frac{3.03 + 12.12}{2} \right) = 13.635 \text{ kN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.208) \times \frac{20.2}{2} = 12.75 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(1-2) = 13.635 \text{ kN.m}$$

Travée (2-3): travée intermédiaire

$M_t (2-3) : \max$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 12.928 - \left(\frac{12.12 + 1.939}{2} \right) = 7.029 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.208) \times \frac{12.928}{2} = 6.867 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t (2-3) = 7.029 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{6.464 \times 5}{2} = \mathbf{16.16 \text{ KN}}$$

$$T_e (1-2) = 1.15 T_w (1-2) = 1.15 \times 16.16 = \mathbf{18.584 \text{ KN}}$$

$$T_w (2-3) = 1.15 \times \frac{Q_u \times l}{2} = 1.15 \times \frac{6.464 \times 4}{2} = \mathbf{14.867 \text{ KN}}$$

$$T_e (2-3) = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{6.464 \times 4}{2} = \mathbf{12.928 \text{ KN}}$$

III.2.1.3.9. Calcul à l'état limite de service :

• **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = (G + Q) \times 0.65$$

$$Q_u = (5.7 + 1.5) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/m}^2$$

• **Les moments isostatiques :**

$$M_0 (1-2) = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4.68 \times 5^2}{8} = \mathbf{14.625 \text{ KN.m}}$$

$$M_0 (2-3) = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4.68 \times 4^2}{8} = \mathbf{9.36 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_a_1 = 0.15 M_0 (1-2) = 0.15 \times 14.625 = \mathbf{2.193 \text{ KN.m}}$$

$$M_a_2 = 0.6 M_0 (1-2) = 0.6 \times 14.625 = \mathbf{8.775 \text{ KN.m}}$$

$$M_a_3 = 0.15 M_0 (2-3) = 0.15 \times 9.36 = \mathbf{1.404 \text{ KN.m}}$$

- Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$M_t (1-2) : \max$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 14.625 - \left(\frac{2.193 + 8.775}{2} \right) = 9.872 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.208) \times \frac{14.625}{2} = 9.231 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t (1-2) = 9.872 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3): travée intermédiaire

$M_t (2-3) : \max$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 9.36 - \left(\frac{8.775 + 1.404}{2} \right) = 4.738 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.208) \times \frac{9.36}{2} = 4.972 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t (2-3) = 4.972 \text{ KN.m}$$

III.2.1.3.10. Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

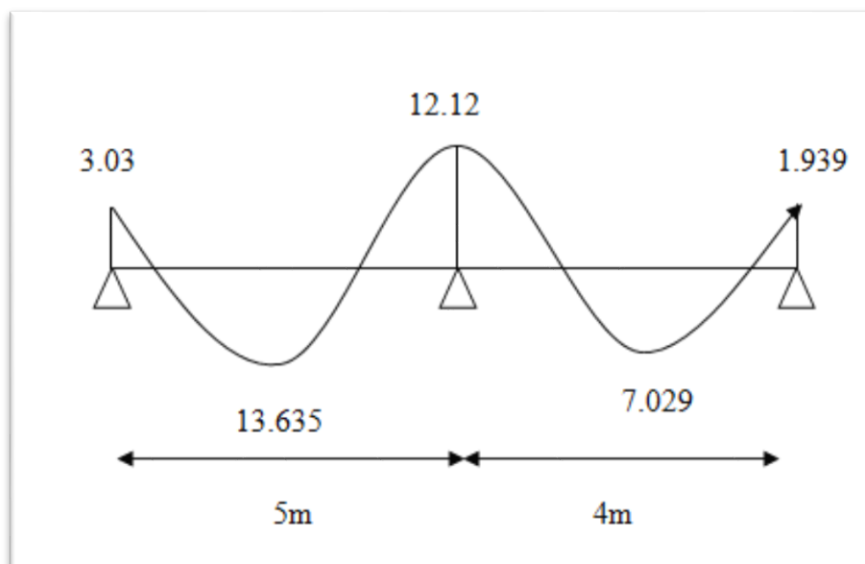


Figure III.5 : Diagramme des moments à L'.ELU

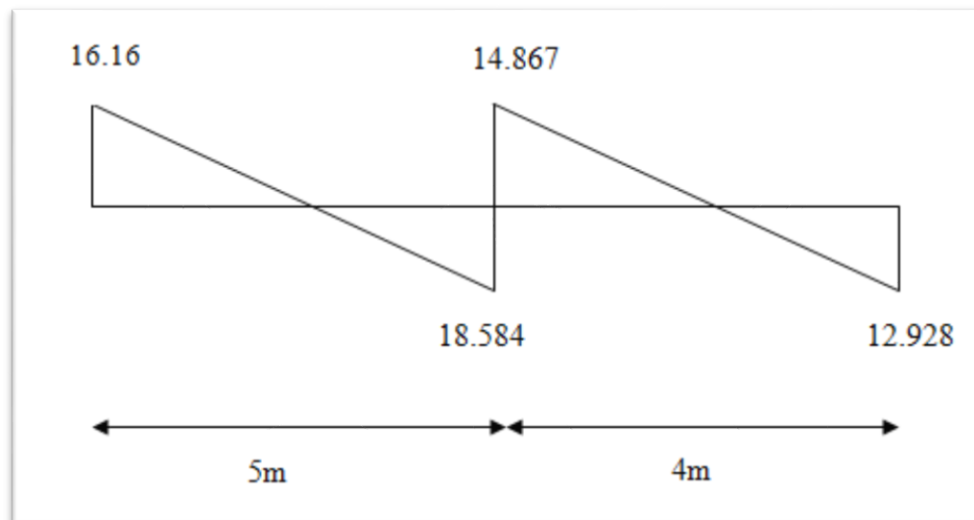


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

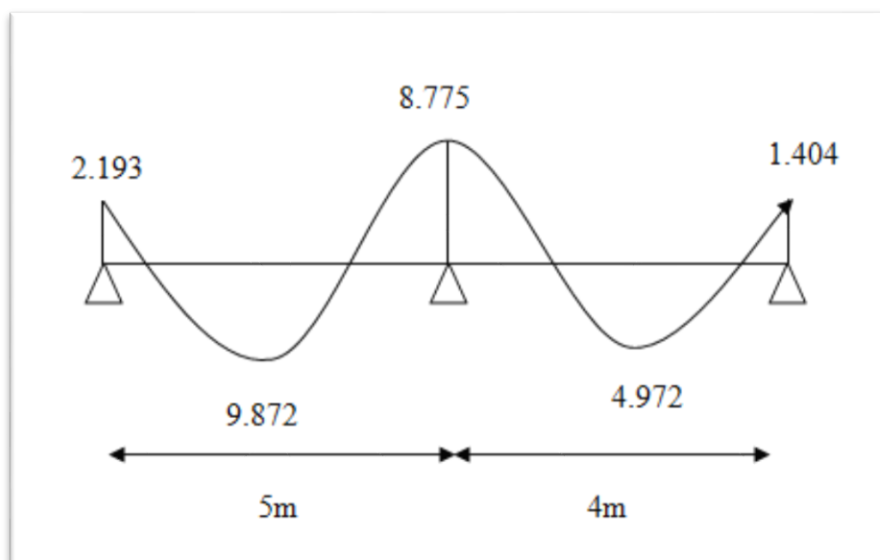


Figure III.7 : Diagramme des moments à L'.ELS

III.2.1.3.11. Ferrailage de la poutrelle « type01 »

III.2.1.3.11.1. Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - 0.02) \cdot 10^3 = 73.84 \text{ kN.m}$$

$M_t \geq M_{\max}$ Donc la section sera calculée comme une section rectangulaire :

$$b \times h = (65 \times 24) \text{ cm}^2$$

Tableau III.2 : Les Résultats de ferrailage (plancher étage courant.)

Section	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	A	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	A adoptée
1	3.03	12	22	0.036	0.05	21.56	0.403	0.318	2T10=1.57
1-2	13.635	65	22	0.03	0.05	21.56	1.817	1.726	3T10=2.36
2	12.12	12	22	0.146	0.2	20.24	1.72	0.318	2T10=1.57
2-3	7.029	65	22	0.015	0.025	21.78	0.927	1.726	3T10=2.36
3	1.939	12	22	0.023	0.037	21.674	0.257	0.318	2T10=1.57

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

III.2.1.3.11.2. Vérification à l'E.L.U :

❖ Condition de non fragilité :

➤ En travée :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2$$

$$2.36 \text{ cm}^2 \geq 1.726 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.318 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_u \text{ max} = 18.584 \text{ KN}$$

❖ Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{18.584 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.703 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.703 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Espacement des armatures transversales:**

$$St \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

On adoptée : $St = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

❖ **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 16.16}{0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times 1000} = 1.360 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.360 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 18.584}{0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times 1000} = 1.564 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.564 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.1.3.11.3. Vérification à l'E.L.S :

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{En travée (2-3)} : \quad \alpha = 0.025$$

$$\gamma = \frac{7.029}{4.972} = 1.413$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.413 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.025 \leq 0.45 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Appui de rive :** $\alpha = 0.05$

$$\gamma = \frac{3.03}{2.193} = 1.381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.05 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Appui intermédiaire :** $\alpha = 0.2$

$$\gamma = \frac{12.12}{8.775} = 1.381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.2 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Condition de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.24}{5} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{5} = 0.05 \geq \frac{7.029}{15 \times 14.525} = 0.032 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 22} = 0.008 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$\Rightarrow$ Donc le calcul de la flèche est inutile

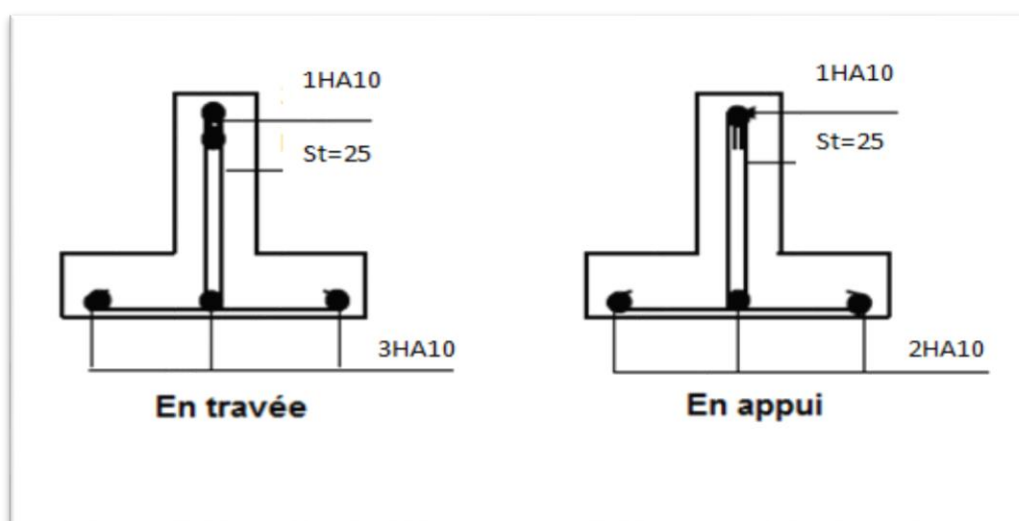


Figure III.8 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+4).

III.3. Etude de l'escalier:

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations aux quelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. L'escalier travaille à la flexion simple.

Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

III.3.1. sollicitation de calcul:**➤ E .L. U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

• paillasse:

$$q_u = 1.35(8.717) + 1.5(2.5)$$

$$q_u = 15.517 \text{ kN/m}^2$$

• palier:

$$q_u = 1.35(5.15) + 1.5(2.5)$$

$$q_u = 10.70 \text{ kN/m}^2$$

➤ E.L.S:

$$q_s = G + Q$$

• paillasse:

$$q_s = 8.717 + 2.5$$

$$q_s = 11.217 \text{ kN/m}^2$$

• Palier:

$$q_s = 5.15 + 2.5$$

$$q_s = 7.65 \text{ kN/m}^2$$

III.3.2. Calcul statique de la paillasse et de palier:➤ **E.L.U:**

- **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{15.517 \times (2.4) + 10.7 \times (2.6)}{5}$$

$$q_{eq} = 13.01 \text{ kN/m}$$

➤ **E.L.S:**

$$q_{eq} = \frac{11.217 \times (2.4) + 7.65 \times (2.6)}{5}$$

$$q_{eq} = 9.36 \text{ kN/m}^2$$

III.3.3. Calcul a E .L. U :➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{13.01 \times (5)^2}{8}$$

$$M_0 = 40.65 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

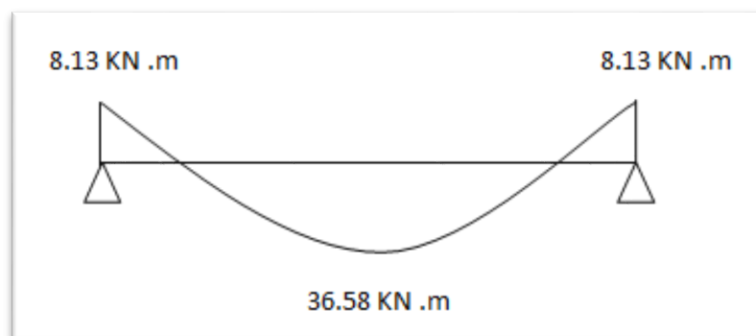
$$M_a = 0.2 \times M_0$$

$$M_a = 0.2 \times (40.65) = 8.13 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travée:**

$$M_t = 0.9 \times M_0$$

$$M_t = 0.9 \times (40.65) = 36.58 \text{ kN.m}$$

**Figure III.9 : Diagramme des moments**

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

D'après le BAEL 91 on a:

$$a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_a + M_t}{M_a + M_t}}} ; \text{ et } b = l - a$$

$$a = 5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8.13 + 36.58}{8.13 + 36.58}}} \Rightarrow a = 2.5\text{m}$$

$$b = 5 - 2.5 \Rightarrow b = 2.5\text{m}$$

Donc:

$$\begin{cases} V_e = 2 \times \frac{M_w + M_t}{b} \\ V_e = -2 \times \frac{M_w + M_t}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_e = 2 \times \frac{8.13 + 36.58}{2.5} \\ V_e = -2 \times \frac{8.13 + 36.58}{2.5} \end{cases}$$

Alors:

$$\begin{cases} V_w = 35.76\text{kN} \\ V_e = -35.76\text{kN} \end{cases}$$

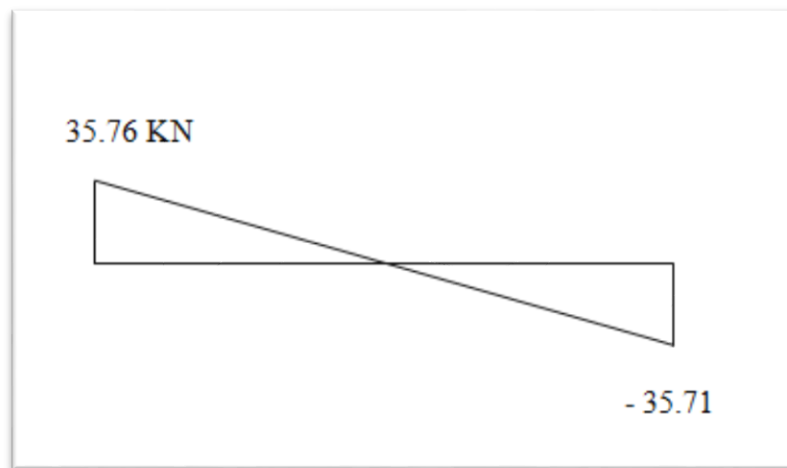


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant

III.3.4. Calcul à E .L. S:➤ **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.36 \times (5)^2}{8}$$

$$M_0 = 29.25 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Moment sur appuis:**

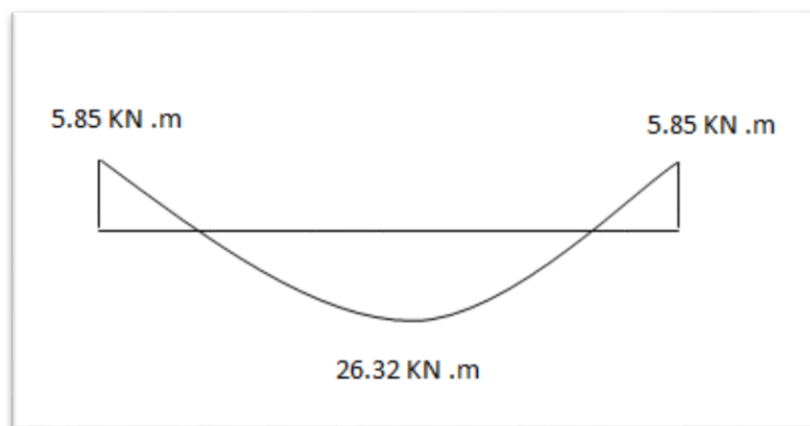
$$M_a = 0.2 \times M_0$$

$$M_a = 0.2 \times (29.25) = 5.85 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travée:**

$$M_t = 0.9 \times M_0$$

$$M_t = 0.9 \times (29.25) = 26.32 \text{ kN.m}$$

**Figure III.11 : Diagramme des moments**➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

D'après le BAEL 91 on a:

$$a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_a + M_t}{M_a + M_t}}}; \text{ et } b = l - a$$

$$a = 5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.85 + 26.32}{5.85 + 26.32}}} \Rightarrow a = 2.5 \text{ m}$$

$$b = 5 - 2.5 \Rightarrow b = 2.5 \text{ m}$$

Donc:

$$\begin{cases} V_e = 2 \times \frac{M w + M_t}{b} \\ V_e = -2 \times \frac{M w + M_t}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_e = 2 \times \frac{5.85 + 26.32}{2.5} \\ V_e = -2 \times \frac{5.85 + 26.32}{2.5} \end{cases}$$

Alors:

$$\begin{cases} V_w = 25.73 \text{ kN} \\ V_e = -25.73 \text{ kN} \end{cases}$$

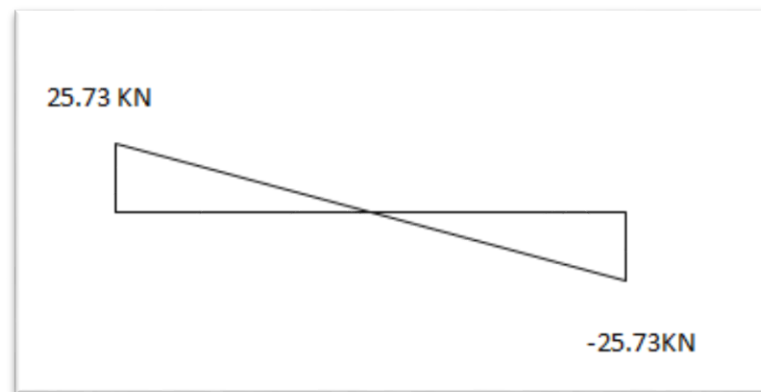


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants

III.3.5. Calcul de ferrailage :

Le calcul des armatures est effectué pour une section rectangulaire soumise à la Flexion simple des dimensions :

$B=100\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $d=13\text{cm}$

Les caractéristiques des matériaux utilisés :

FeE 400

$\gamma_s = 1.15$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Béton:

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25$$

$$\sigma_b = 14.16 \approx 14.2 \text{ MPa}$$

c : l'enrobage.

f : Diamètre de l'acier utilise. $H = e = 15 \text{ cm}$.

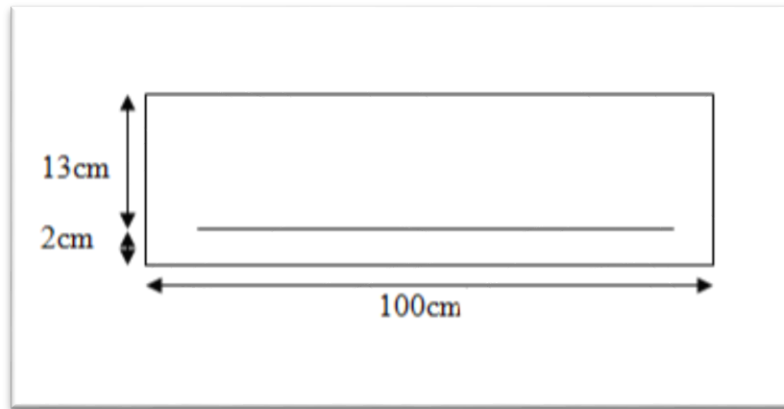


Figure III.13 : Section de calcul d'escalier.

III.3.5.1. Ferrailage en travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$M_t = 36.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{36.58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.152$$

$0.152 < 0.186$ Donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- La hauteur réduite:

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\text{Donc: } \alpha = 0.2$$

- Bras de levé :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 13(1 - 0.4 \times 0.2)$$

$$\text{Donc : } Z = 11.96 \text{ cm}$$

- Section des armatures:

$$\sigma_s = \frac{36.58 \times 10^3}{348 \times 11.96}$$

$$\sigma_s = 8.78 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité selon CBA93:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min} ; A_u)$$

$$A_s = \max (8.78 \text{ cm}^2; 1.56 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 8.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{6HA14} \Rightarrow \mathbf{A_s=9.24 \text{ cm}^2}$$

➤ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{3HA10 = 2,36\text{cm}^2} .$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min (60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 20 \text{ cm.}}$$

III.3.5.2. Ferrailage sur appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$M_a = 8.13 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.033$$

$0.033 < 0.186$ Donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- La hauteur réduite:

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Donc: $\alpha = 0.05$

- Bras de levé :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 13(1 - (0.4 \times 0.05))$$

Donc : $Z = 12.74\text{cm}$

- Section des armatures:

$$\sigma_s = \frac{8.13 \times 10^3}{348 \times 12.74}$$

$$\sigma_s = 1.83 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité selon CBA93:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}; A_u)$$

$$A_s = \max(1.82 \text{ cm}^2; 1.56 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.82 \text{ cm}^2$$

On adopte: **2HA12** $\Rightarrow A_s = 2.26 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement «e» :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min(45; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm.**

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte pour **3HA10** = **2.36cm²**.

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq \min(60 ; 45\text{cm})$$

$$\text{Donc : } e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm**

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = T_{\max} = 35.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.76}{100 \times 13} \Rightarrow \tau_u = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Donc vérification des armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS):

III.3.6.1. En travée:

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} Y}{I}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A's - \eta(d-y)As = 0$$

$\eta = 15$ Si pivot A ($A's = 0$).

Donc:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15(d-y)As = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15d \times As + 15As \times y = 0; \sqrt{\Delta} = 616.09$$

$$Y = 4.77 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

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

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

$$I = 13005.48 \text{ cm}^4$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{26.32 \times 10^6 \times 47.7}{13005.48 \times 10^4} = 9.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.6.2. En appuis :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A's - \eta(d-y)As = 0$$

$\eta = 15$ Si pivot A ($A's = 0$).

Donc:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15(d - y)As = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15d \times As + 15As \times y = 0$$

$$Y = 2.64 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

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

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

$$I = 4251.79 \text{ cm}^2$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{5.85 \times 10^6 \times 26.4}{4251.79 \times 10^4} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La condition $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifie, il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression

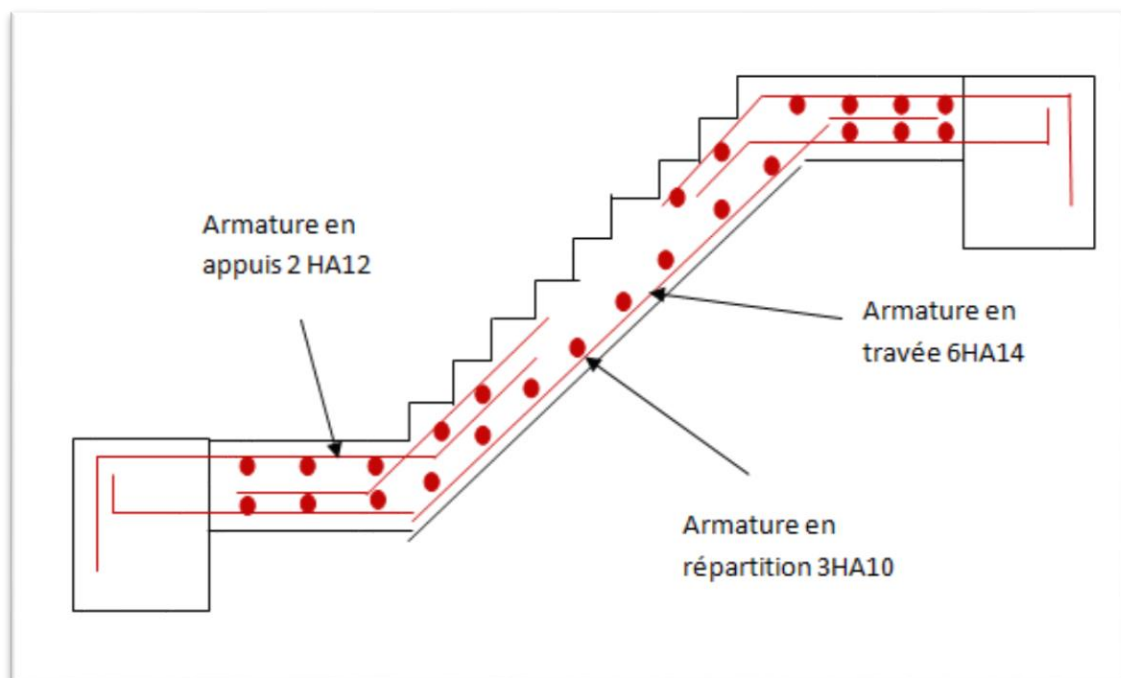


Figure III.14 : Ferrailage des escaliers

III.3.7. Etude de poutre palière:

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi-encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.85 m.

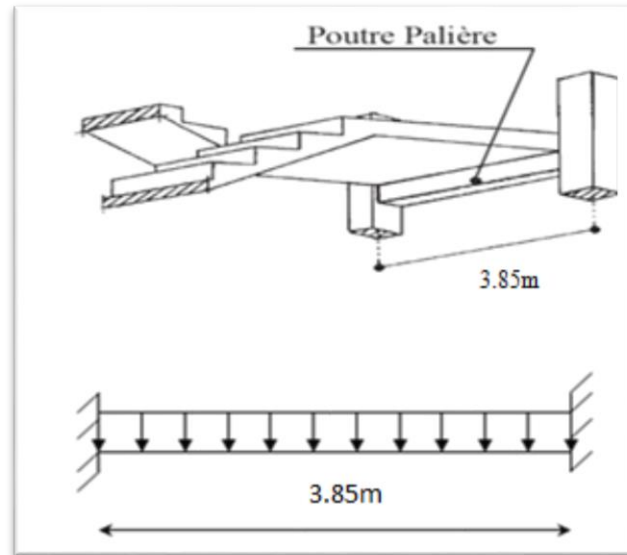


Figure III.15 : La poutre de palière.

III.3.7.1. Pré-dimensionnement :

➤ Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis ($L_{\max}=3.85\text{m}$).

h_t : Hauteur de la poutre.

$$\begin{aligned} \frac{385}{15} &\leq h_t \leq \frac{385}{10} \\ 25.6 &\leq h_t \leq 38.5 \end{aligned}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 35\text{cm}$

➤ **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

D'où :

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

Donc, la poutre palière a pour dimensions :

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

III.3.7.2. Détermination des charges :➤ **Poids propre de la poutre :**

$$G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids propre de mur intérieur :**

$$G_m = 1.3(3.06 - 0.35) = 3.523 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant à l'appui :**

- **ELU :** 35.71 KN
- **ELS :** 25.67 KN

$$G_t = G_p + G_m = 6.148 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 2 \left(\frac{T_u}{L} \right) = 1.35 \times 6.148 + 2 \left(\frac{35.71}{3.85} \right) = 26.84 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + 2 \left(\frac{T_s}{L} \right) = 6.148 + 2 \left(\frac{25.67}{3.85} \right) = 19.47 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.3. Calcul de l'effort à ELU :➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{26.84 \times 3.85^2}{8} = 49.72 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{26.84 \times 3.85}{2} = 51.66 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

• Sur appui :

$$M_a = 0.2M_0 = 0.2 \times 49.72 = 9.94 \text{ kN.m}$$

• En travée :

$$M_t = 0.9M_0 = 0.9 \times 49.72 = 44.74 \text{ kN.m}$$

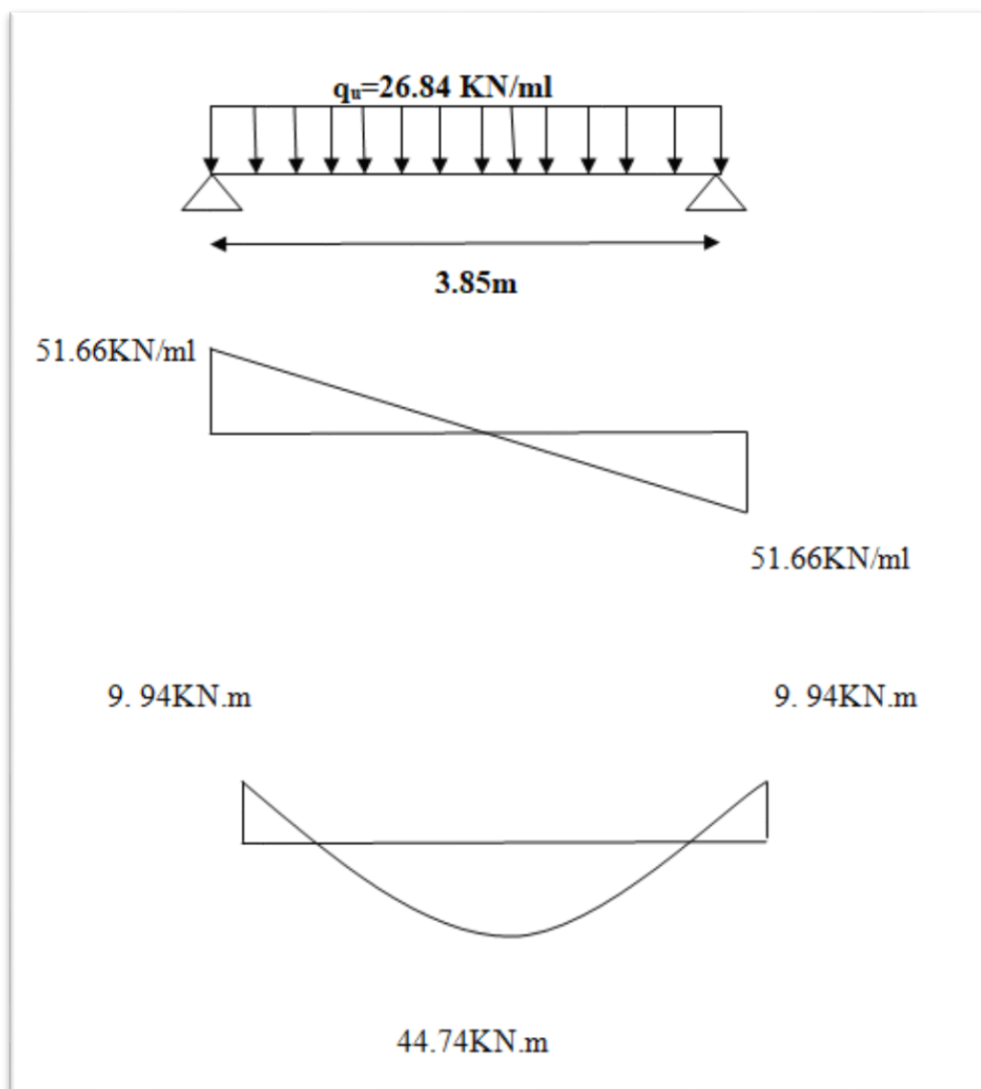


Figure III.16: Diagrammes des efforts internes à ELU.

III.3.7.4. Calcul des armatures :

➤ Aux appuis :

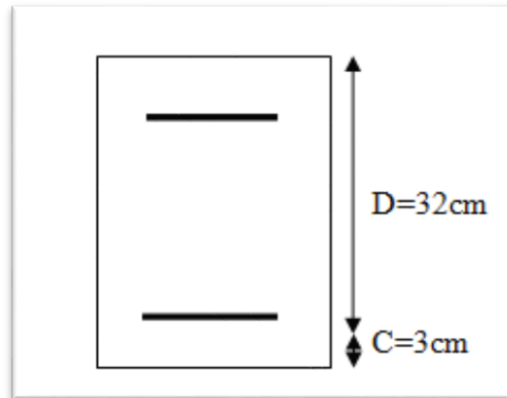


Figure III.17 : Section droite de la poutre.

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.94 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.022$$

$u_b = 0.022 < u_l = 0.186$: Section simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.94 \times 10^3}{0.991 \times 32 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2$$

On opte : 3HA8=1.51 cm²

➤ En travée :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44.74 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.102$$

$u_b < u_l$: Section simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{44.74 \times 10^3}{0.991 \times 32 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2$$

On opte : 3HA14=4.62 cm²

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre Est de 0.5% en toute section.

Donc,

$4.62 + 1.51 = 6.13 \text{ cm}^2 > (0.5 \text{ b. h} / 100) = 5.25 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

III.3.7.5. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

1.16 < 1.51 cm².....Condition vérifiée.

- **En travées :**

1.16 < 4.62 cm².....Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)**

Fissuration peu nuisible, donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{51660}{300 \times 320} = 0.53 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_u = 0.53 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$condition vérifiée.

III.3.7.6. Vérification à l'ELS :

$$q_s = 19.47 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{19.47 \times 3.85^2}{8} = 36.07 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_s L}{2} = \frac{19.47 \times 3.85}{2} = 37.47 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.2M_0 = 0.2 \times 36.07 = 7.21 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.9M_0 = 0.9 \times 36.07 = 32.46 \text{ KN.m}$$

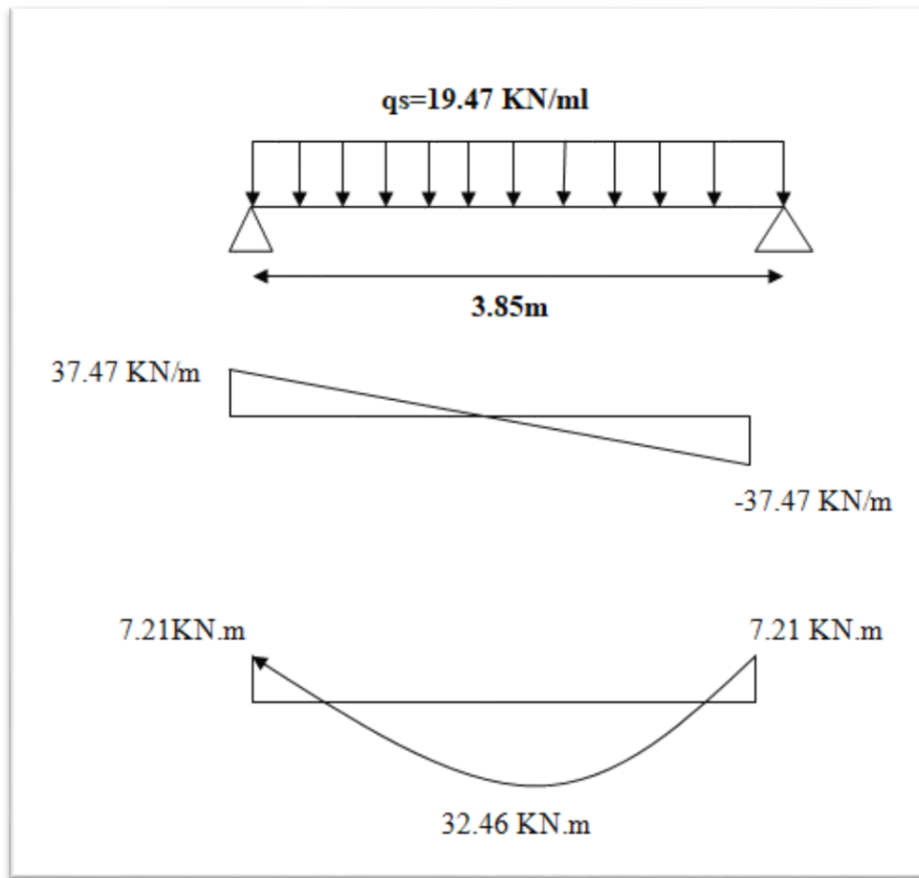


Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Avec,

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d A_{st}}$$

- **En appuis :**

- ✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b d} \times 100 = \frac{1.51}{30 \times 32} \times 100 = 0.157$$

$$\rho_1 = 0.157 ; \quad k_1 = 60.76$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d A_{st}} = \frac{7210}{0.991 \times 32 \times 1.51} = 150.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{150.56}{60.76} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditions vérifier}$$

• **En travée :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 32} \times 100 = 0.481$$

$$k_1 = 33.45 ; \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \times A_{st}} = \frac{32460}{0.991 \times 32 \times 4.62} = 221.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 221.55 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{221.55}{33.45} = 6.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditions vérifier}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS. Le ferrailage de poutre Palière sera comme suit :

- 3HA8 aux appuis.
- 3HA14 en travée.

III.4. les balcons :

Les balcons sont calculés comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive, il est soumis à une charge permanente G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre de la porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

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

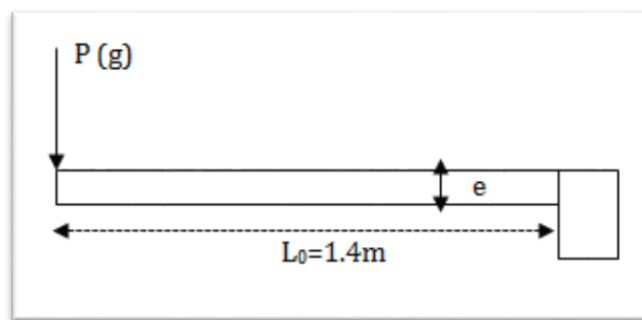


Figure III.19 : Schéma statique de balcon.

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

La charge permanente : $G=5.33\text{KN/ml}$.

La charge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/ml}$.

Le poids propre du garde-corps : $g=1.3\text{KN/ml}$.

Le balcon sera calculé en flexion simple, le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.4.1.1. Détermination des charges :

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 3.5) = 12.44\text{KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 1.3 = 1.75\text{KN/ml}$$

- ELS:

$$q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml.}$$

$$g_s = 1g = 1.3 \text{ KN/ml}$$

III.4.1.2. Détermination des sollicitations :

- ELU :

$$\sum F_y = 0 = R_A - g_u - q_u L_0$$

$$R_A = (q_u \times l_0) + g_u = (12.44 \times 1.4) + 1.75 = 19.16 \text{ kN}$$

$$M_u = \left(q_u \times \frac{l^2}{2} \right) + (g_u \times l) = \left(12.44 \times \frac{1.4^2}{2} \right) + (1.75 \times 1.4) = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (q_u \times l) + g_u = (12.44 \times 1.4) + 1.75 = 19.16 \text{ KN/ml}$$

- ELS:

$$R_A = (q_s \times l_0) + g_s = (8.83 \times 1.4) + 1.3 = 13.66 \text{ KN.}$$

$$M_s = \left(q_s \times \frac{l^2}{2} \right) + (g_s \times l_0) = \left(8.83 \times \frac{1.4^2}{2} \right) + (1.3 \times 1.4) = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$T_s = (q_s \times l) + g_s = (8.83 \times 1.4) + 1.3 = 13.66 \text{ KN/ml}$$

III.4.2. Détermination du ferrailage :

- Moment ultime réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.64 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.061$$

$\mu_{bu} \leq 0.186$ donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- La hauteur réduite

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

$$\alpha = 0.087$$

- Bras de levé

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 12.54\text{cm}$$

- Section des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_u = \frac{14.64 \times 10^6}{125.4 \times 348} = 3.35\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité selon **CBA93**

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_s = \max(A_{\min}; A_u)$$

$$A_s = \max(1.56; 3.35) = 3.35\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA12 = 4.52\text{cm}^2}.$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.56 < 4.52 \dots \text{CV.}$$

- **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min(45; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33\text{ cm}$$

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

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 1.13\text{cm}^2$$

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

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19160}{1000 \times 130} = 0.147 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.147 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Donc vérification des armatures transversales ne sont pas nécessaire

III.4.3. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)\hat{A}_s - \eta(d - y)A_s$$

$$\eta = 15 \text{ Si pivot A } (\hat{A}_s=0)$$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0; \sqrt{\Delta} = 395.91$$

$$Y = 3.36$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I = 6742.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.47 \times 10^6 \times 33.6}{6742.53 \times 10^4} = 5.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

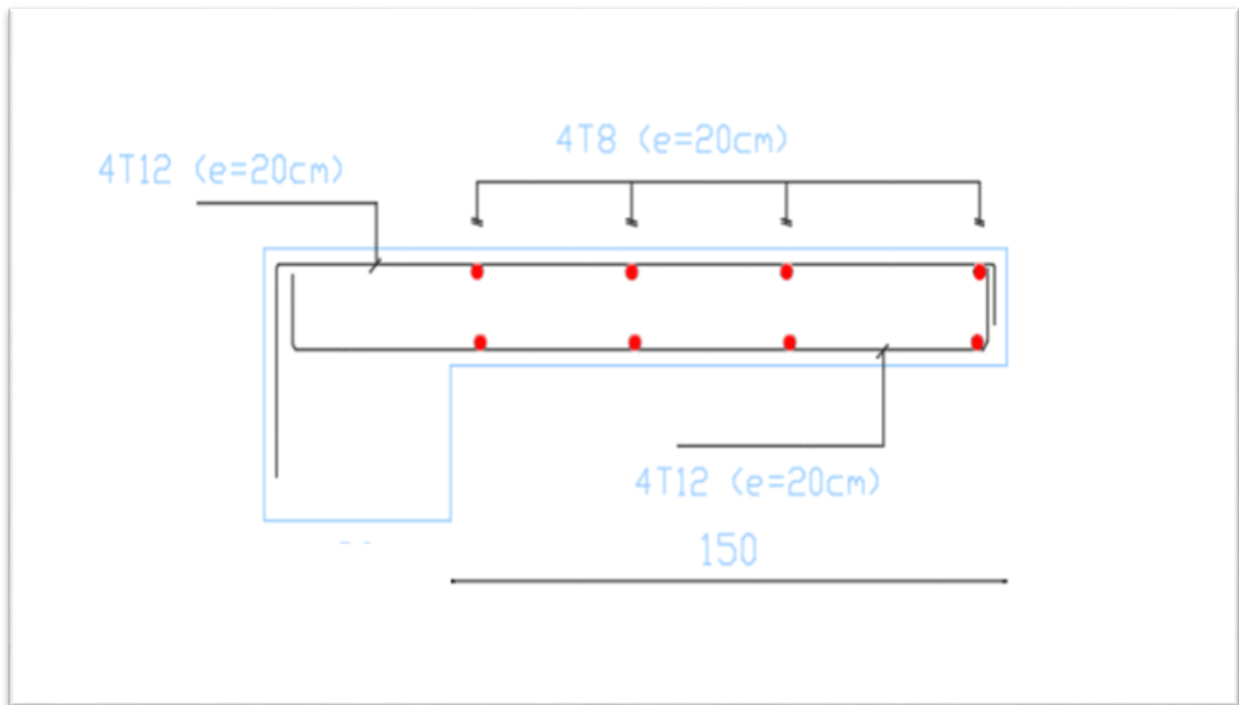


Figure III.20 : Ferrailage du balcon .

III.5. L'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère, pour son calcul il sera assimilé à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, elle est soumise à :

- Un effort G du a son poids propre.
- Un effort latéral Q du a la main courante produisant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

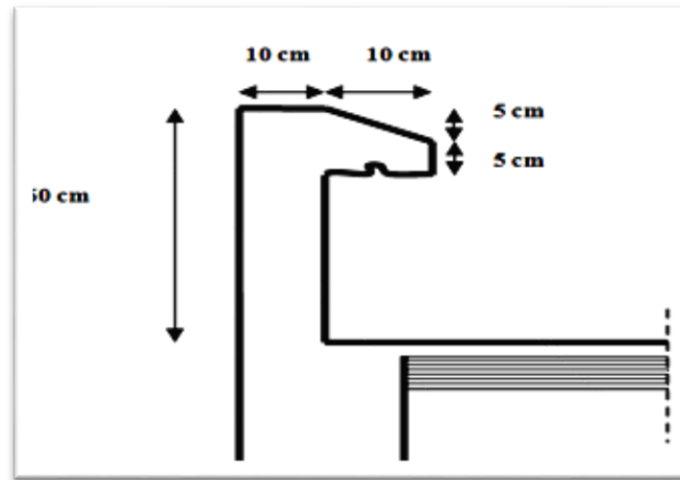


Figure III.21 : Schéma statique de l'acrotère.

III.5.1. Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ Le calcul sera fait en flexion composée.

III.5.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G = 1.69 \text{ KN/m}$
- Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/m}$

III.5.3. Vérification au séisme:

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)})$$

A : Coefficient d'accélération de zone

(Tableau 4.1 du RPA99).

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

(Tableau 6.1 de RPA99).

W_p : Poids propre de l'acrotère.

- Pour notre cas :

Groupe d'usage 2, zone IIa :

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{Il faut : } F_p < 1.5Q \Rightarrow 0.81 \text{ KN/m} < 1.5 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

III.5.4. Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments fléchissant :

ELU :

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

ELS :

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

- Calcul de l'effort normal :

ELU:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$N_s = G = 1.69 \text{ KN/m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

ELU :

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

ELS :

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

III.5.5. Calcul de l'excentricité :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1):

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.28} = 0.394 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \times h} (2\alpha + Q)$$

Calcul de l'élancement :

$$L_f = 2 \times h \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

i : rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \Rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

Donc : **$i = 0.028$**

$$\text{Alors : } \lambda = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h} ; 100 \right) \right\}$$

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

Alors: $\lambda \leq \lambda_{\max}$

Donc pas de risque de flambement.

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

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes ou moment total de premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1. **(BAEL 91/99 A 3.3.)**

Et :

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

$$MG = \frac{ql^2}{2} = \frac{1.69 \times 0.6^2}{2} = 0.3 \text{ KN.m}$$

$$MQ = \frac{ql^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.3}{0.3+0.18} \Rightarrow \alpha = 0.625$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 \times 0.625 + 2) \Rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

• **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm})$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.394 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_T = 0.428 \text{ m}$$

$$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua})

III.5.6. Calcul du ferrailage :

On considère une section ($b \times h$) m^2 soumis à la flexion composé

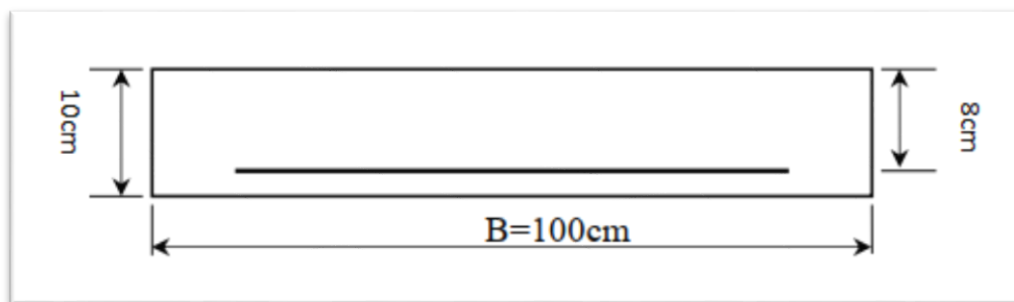


Figure III .22 : Section de calcul d'acrotère.

- ❖ Epaisseur de la section : $h = 0.1 \text{ m}$
- ❖ Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$
- ❖ Enrobage : $c = 0.02 \text{ m}$
- ❖ Hauteur utile : $d = h - c \quad d = 0.08 \text{ m}$

- **Moment fictif (M_{ua}):**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.9 + 2.28 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.96 \text{ KN.m}$$

III.5.6.1. Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 80^2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.01 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.013 \\ Z = 79.58 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MP}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{0.96 \times 10^6}{348 \times 79.58} = 34.66 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.90 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.35 ; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min (30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

III.5.6.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{4T8 = 2.01\text{cm}^2}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min (40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

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

III.5.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » (BAEL91) :

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

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.018 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.7. Vérification à L'ELS :➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

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

$$n = 15$$

$$\alpha = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 266.6} = 0.45$$

$$\alpha = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3} \right) = 0.19$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm} \Rightarrow \overline{M}_1 = 18.24 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\overline{M}_{ser} = 0.6 + 1.69 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow \overline{M}_{ser} = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow 0.65 \text{ KN.m} < 18.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \alpha / 3 \right) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{\overline{M}_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.65 \times 10^6}{68 \times 266.66} = 35.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} \Rightarrow A_s = 36.39 - \frac{1690}{266.66} = 30.05 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (0.30 ; 0.96)$$

$$\text{Alors : } A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T8 = 2.01cm²**

III.5.8. Schéma de Ferrailage

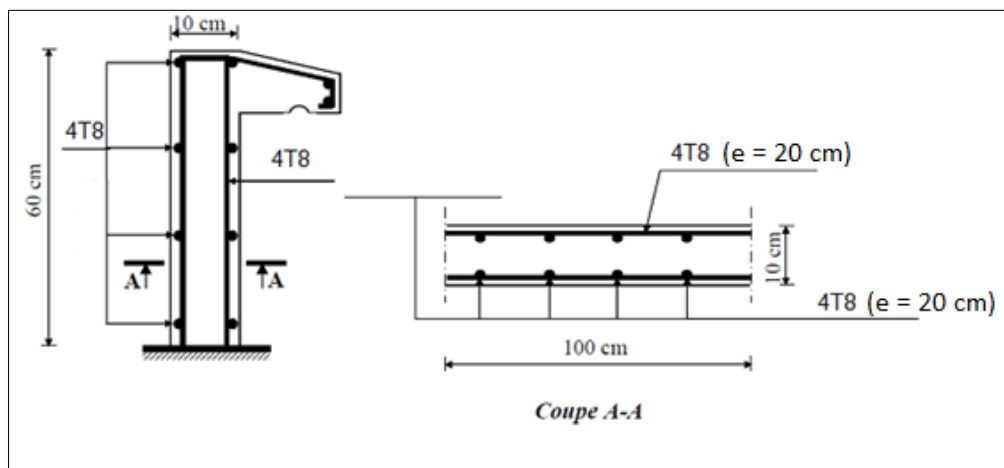


Figure III.23 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.6. L'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour six (06) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

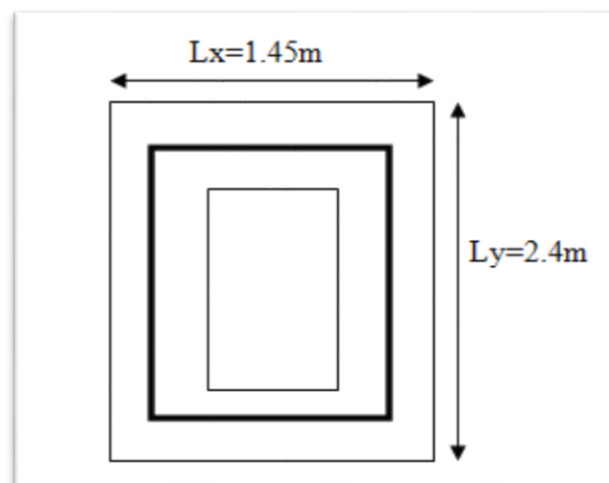


Figure III.24 : Dimensions de l'ascenseur.

L_x : largeur de l'ascenseur

L_y : longueur de l'ascenseur

V : la vitesse est : $V=0.63$ m/s

III.6.1. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine Rigidité vu le poids de la machine, Nous avons deux conditions à vérifier :

➤ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$2.9\text{cm} \leq e \leq 3.62\text{cm}$$

➤ **Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

On prend : **$e=25\text{cm}$**

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

F_c : Charge due à la rupture du câble = 50KN/m^2 .

P_m : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN/m^2 .

P_M : Poids machine (moteur et treuil) = 12KN/m^2 .

D_m : Charge due à la salle de machine = 51KN/m^2 .

La charge nominale est de 630 kg $Q=6.3\text{KN/m}^2$.

$P_{cm} = P_m + 15 = 18.15\text{KN/m}^2$ contre poids.

$G = P_m + P_{cm} + P_M = 45.15\text{KN/m}^2$

b) Surcharge d'exploitation :

$Q=1,00$ KN/m^2

III.6.3. Combinaison des charges :

✓ **E.L.U** : $q_u=1,35G+1,5Q=62.45\text{kN/m}^2$

✓ **E.L.S** : $q_{ser}=G+Q=46.15\text{kN/m}^2$

❖ **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés :

❖ **Calcul de “ ρ ” :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{240} = 0,60 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

❖ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.081 \Rightarrow M_x = 10.63 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0.305 \Rightarrow M_y = 3.24 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0, 85 \times M_x = 9.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}=0, 85 \times M_y = 2.75 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0, 3M_x = 3.189 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}=0, 3M_y=0.972 \text{ kN.m}$$

$$M_a=\text{Max} (M_x; M_y) = 3.189 \text{ kN.m}$$

III.6.4. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

		M_t (kN.m)	M	A	Z (cm)	A'_s (cm²)	A^{cal}_s (cm²)	Choix	A^{adp}_s (cm²)
Travée	Sensx-x	9.03	0.012	0.015	22.36	0	1.16	4T12	4.52
	Sensy-y	2.75	0.003	0.003	22.46	0	3.51	4T12	4.52
Appui	x-x ;y-y	3.189	0.004	0.004	22.46	0	4.08	4T12	4.52

❖ **Espacement :**➤ **En travée :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sensx} - x) \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sensy} - y) \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

➤ **En appui :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sensx} - x) \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sensy} - y) \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

III.6.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 41\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 30.18\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{41 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,182\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification :**a) **Vérification des contraintes :**❖ **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,60$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,086 \Rightarrow M_x = 8.34 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,476 \Rightarrow M_y = 3.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 3.37 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x; 0,3 M_y) = 2,502 \text{ kN.m}$$

➤ **Détermination de la valeur de "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		M_t (kN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	x-x	7.08	4.52	4.88	24923.28	0.138	Vérifiée
	y-y	3.37	4.52	4.88	24923.28	0.065	
Appuis		2.502	4.52	4.88	24923.28	0.048	

b) **Vérification de la condition de non fragilité :**

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 3\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

➤ Sur appuis : A_x=4.52cm²/ml>3cm².....vérifiée

➤ En travée : A_x=4.52cm²/ml>3cm².....vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

✓ Sur appuis : A_y=4.52cm²/ml>2cm².....vérifiée

✓ En travée : A_x=4.52cm²/ml>2cm².....vérifiée

c) **Vérification de la flèche : (BAEL 91)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

(B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : h=0.25 m et l= 2.4 m.

$$A_{st\ t} = 4.52\text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.104 > 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.104 > 0.082 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{S\ app}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.002 < 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

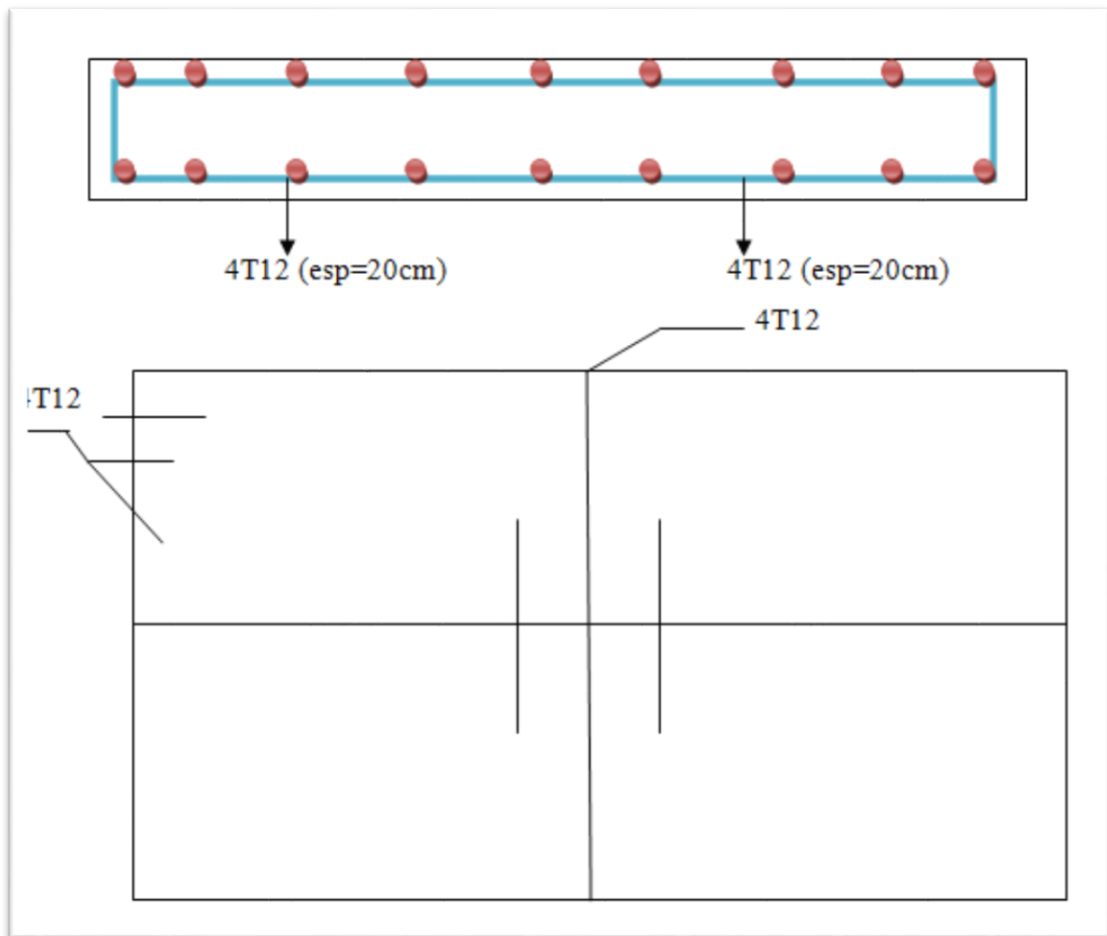
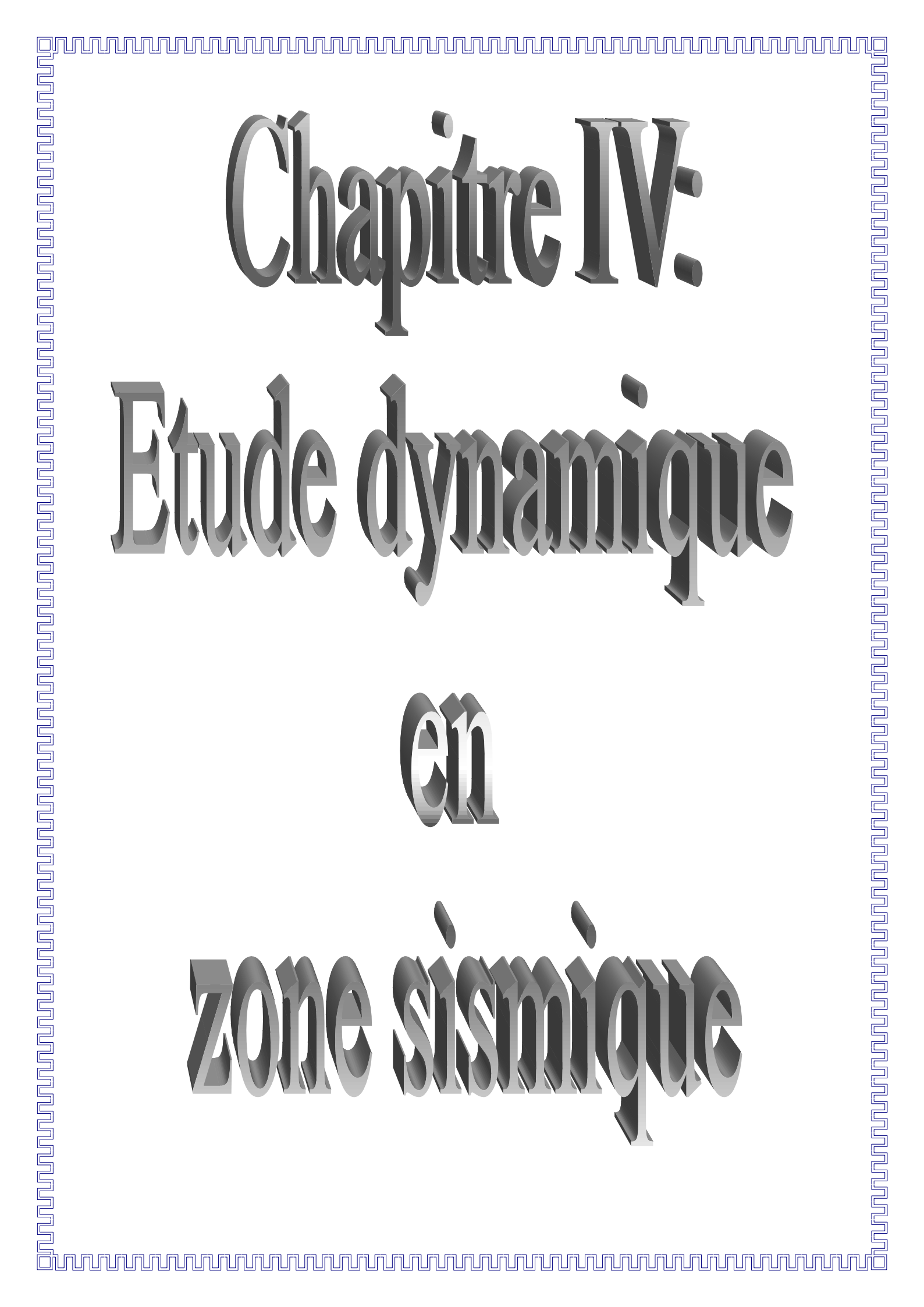


Figure III.25: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.



Chapitre IV:

Etude dynamique

en

zone sismique

IV.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes « constructions parasismiques » selon le règlement en vigueur (**RPA 99 Version 2003**).

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « **ROBOT** » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.2. Présentation du logiciel ROBOT :

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques.

Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- ✓ Saisie graphique 2D et 3D
- ✓ Calcul de structure (RDM)
- ✓ neige et vent, combinaisons automatique
- ✓ dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminiumetc.



Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel Robot.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

On fait l'étude avec la méthode d'analyse modale spectrale par ce que cette dernière est applicable dans tous les cas.

Paramètres de l'analyse modale

Cas: **Modale**

Paramètres

Nombre de modes: **15**

Tolérance: **0.0001**

Nombre d'itérations: **40**

Accélération: **9.80665**

Matrice des masses

☒ Cohérentes

☐ Concentrées avec rotations

☐ Concentrées sans rotations

Directions actives de la masse

☒ X ☒ Y ☐ Z

☒ Négliger la densité

☐ Vérification de Sturm

Paramètres simplifiés <<

OK Annuler Aide

Mode d'analyse

☒ Modale

☐ Sismique

☐ Sismique (Pseudomodale)

Tolérance: **0.01**

Méthode

☐ Itér. sur le sous-espace par blocs

☒ Itération sur le sous-espace

☐ Méthode de Lanczos

☐ Méthode de réduction de la base

Définir les paramètres

Définir la base

Limites

☒ Inactives

☐ Période, fréquence, pulsation

☐ Masse participante

Définir les limites

0 (%)

Paramètres de l'analyse sismique

Amortissement: **0.07**

☐ Calcul de l'amortissement (d'après PS92)

Définir l'excentrement

Paramètres RPA 99

Cas: **UY**

☐ Cas auxiliaire

Zone

☐ I ☒ IIa ☐ IIb ☐ III

Usage

☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Site

☐ S1 ☐ S2 ☒ S3 ☐ S4

Définir l'excentrement

☐ Mode résiduel

Coefficient de comportement: **3.5000**

Définir la direction

Facteur de qualité: **1.1500**

Filtres

OK Annuler Aide

Paramètres RPA 99

Cas: **UX**

☐ Cas auxiliaire

Zone

☐ I ☒ IIa ☐ IIb ☐ III

Usage

☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Site

☐ S1 ☐ S2 ☒ S3 ☐ S4

Définir l'excentrement

☐ Mode résiduel

Coefficient de comportement: **3.5000**

Définir la direction

Facteur de qualité: **1.1500**

Filtres

OK Annuler Aide

Figure IV.2 : choix de méthode d'analyse selon logiciel et ces données.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :**❖ Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures [4].

❖ Principe de la méthode : (article 4.2 du RPA99/2003)

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

❖ Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

1- Zone I : tous groups.

2- Zone II : Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

3- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

❖ Méthode de 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. [4]

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**❖ Principe de la méthode :**

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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. [4]

❖ Modélisation:

- 1- 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.
- 2- 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).
- 3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 4- 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.
- 5- 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).

- 6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées. [4]

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié. [4]

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [4]

IV.4. Calcul de la force sismique :

L'effort sismique V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par **le tableau 4.7 du RPA**

Tableau IV.2: Valeurs des périodes caractéristiques T₁, T₂.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

η: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

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 :

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplis sage	Portiques	Voiles ou murs	
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement voile porteur, donc on prend une valeur moyenne : $\xi=7\%$

D'où : $\eta = 0.88 > 0,7$

Alors,

$$D = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure : [4]**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.**

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N = 21.42$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 du RPA.** (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

$$C_T = 0.05$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (21.42)^{3/4}$$

$$\text{Alors : } T = 0.49 \text{ sec}$$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

$$\text{Sens -X : } D_X = 22.05 \Rightarrow T = 0.09 (21.42) / \sqrt{22.05} \Rightarrow T_X = 0.41s$$

$$\text{Sens-Y : } D_Y = 11.5 \Rightarrow T = 0.09 (21.42) / \sqrt{11.5} \Rightarrow T_Y = 0.56s$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs

$$\text{Donc : } T = 1.3 \times 0.41 = \mathbf{0.53 \text{ s}}$$

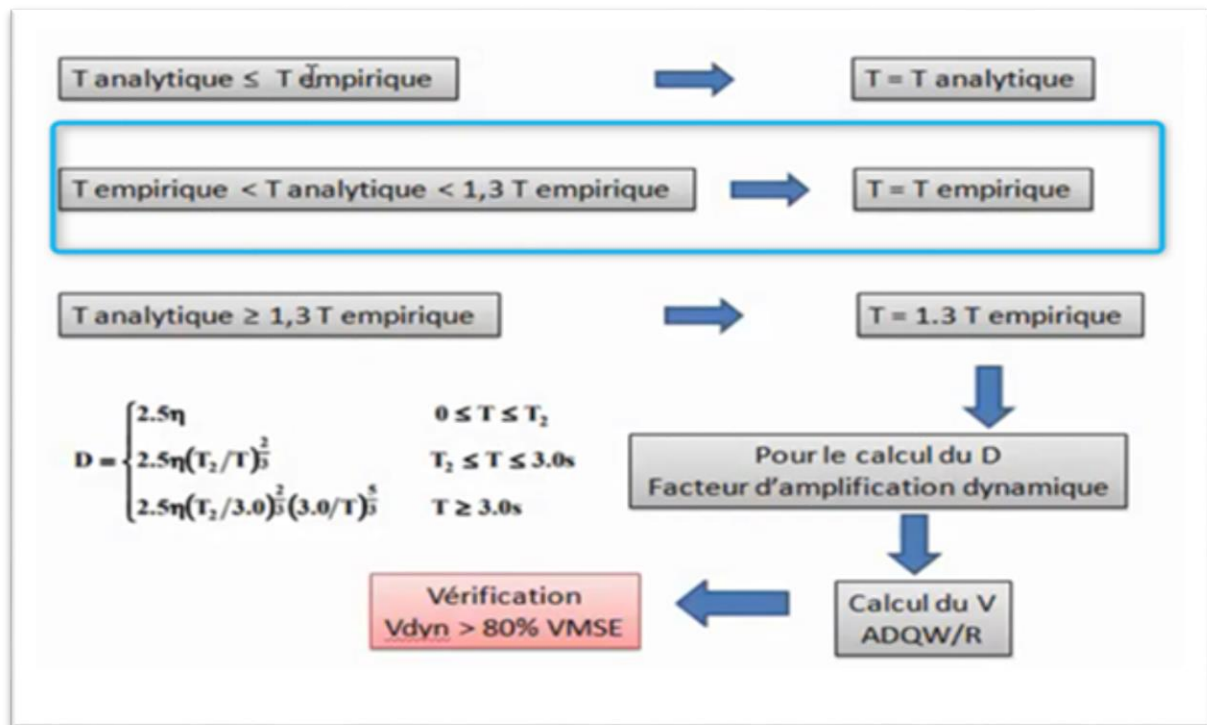


Figure IV.3 : choix de méthode de calcul de période T selon le cas

La condition : $0 < T < T_2$ est vérifiée.

Donc : $D = 2.5\eta \Rightarrow D = 2.2$

❖ Facteur de qualité Q : [4]

Le facteur de qualité de la structure est en 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^N P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 du RPA**.

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Critère q	Pq	
	Sens XX	Sens YY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Facteur de qualité	1.15	1.15

R: coefficient de comportement de la structure (**tableau 4.3, RPA**) : **R=3.5**

❖ **Poids total de la structure W :** [4]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_i^N W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du **RPA** (**$\beta = 0.2$**)

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

W=14710.44KN.

❖ Calcul de l'effort sismique totale « V »:

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 14710.44 \Rightarrow V_x = 1595.03 \text{ KN}$$

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 14710.44 \Rightarrow V_y = 1595.03 \text{ KN}$$

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, [4] il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport celui ci.

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

On a:

$$V_{st\ x} = 1595.03 \text{ KN} ; V_{st\ y} = 1595.03 \text{ KN}.$$

$$V_{dyn\ x} = 1319.11 \text{ KN} ; V_{dyn\ y} = 1438.99 \text{ KN}.$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	1276.024	1319.11	Condition vérifiée
Suivant Y	1276.024	1438.99	Condition vérifiée

IV.5. Calcul de centre de masse et centre de torsion : (RPA art 4.3.7)

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 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Vérification de centre de masse et rigidité.

Nom	Masse (kg)	G (x ; y)	R (x ; y)	Excentricité théorique		Excentricité additionnel		Vérification $E_{th} < E_{ad}$
E 1	103.65	13.28 ; 10.61	13.28 ; 10.47	0	0.14	1.10	0.55	Cv
E 2	103.65	13.28 ; 10.61	13.28 ; 10.47	0	0.14	1.10	0.55	Cv
E 3	103.65	13.28 ; 10.61	13.28 ; 10.47	0	0.14	1.10	0.55	Cv
E 4	97.8	13.28 ; 10.58	13.28 ; 10.45	0	0.13	1.10	0.55	Cv
E 5	97.8	13.28 ; 10.58	13.28 ; 10.45	0	0.13	1.10	0.55	Cv
E 6	97.8	13.28 ; 10.61	13.28 ; 10.45	0	0.13	1.10	0.55	Cv
E 7	92.8	13.28 ; 10.75	13.13 ; 10.59	0	0.16	1.10	0.55	cv

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent. L'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas la valeur $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

IV.6. Modélisation :

IV.6.1. Formes modales de la structure rigidifiée par des voiles de contreventement

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une Manière

Réfléchie; plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- ✓ Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.
- ✓ Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- ✓ Des déplacements inter-étages vérifiés.

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

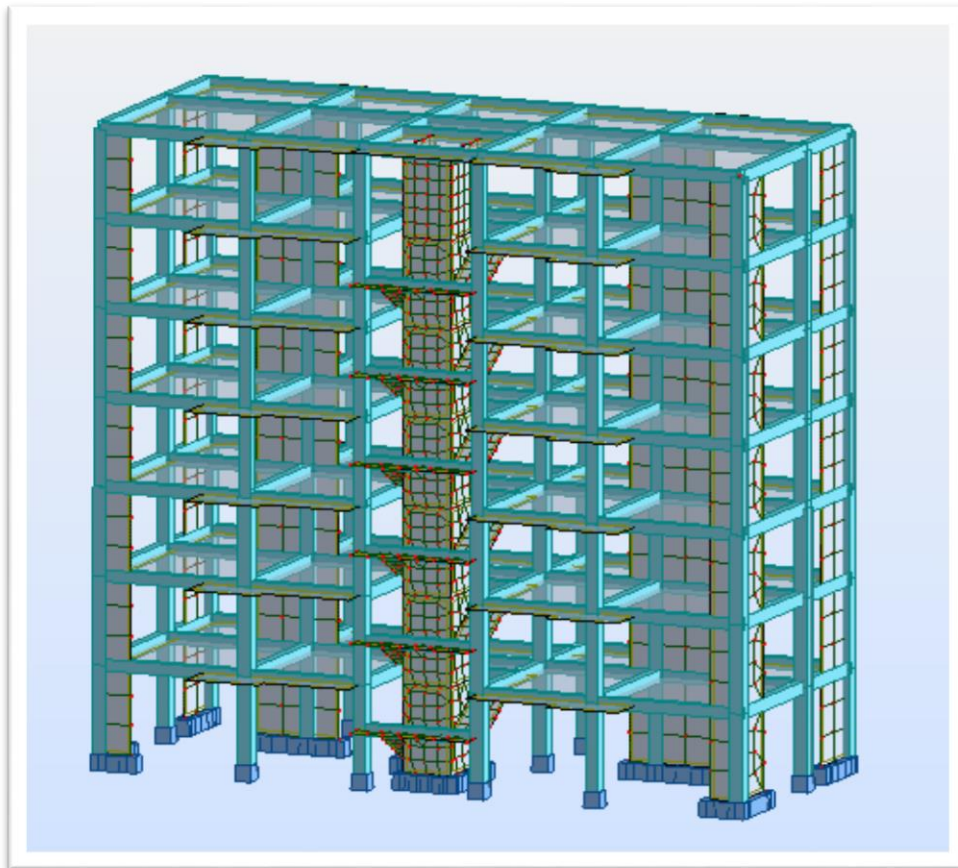


Figure IV.8:vue de la structure avec voile.

❖ **Mode 1** : Translation parfaite selon X avec une Période : 0.51 (s)

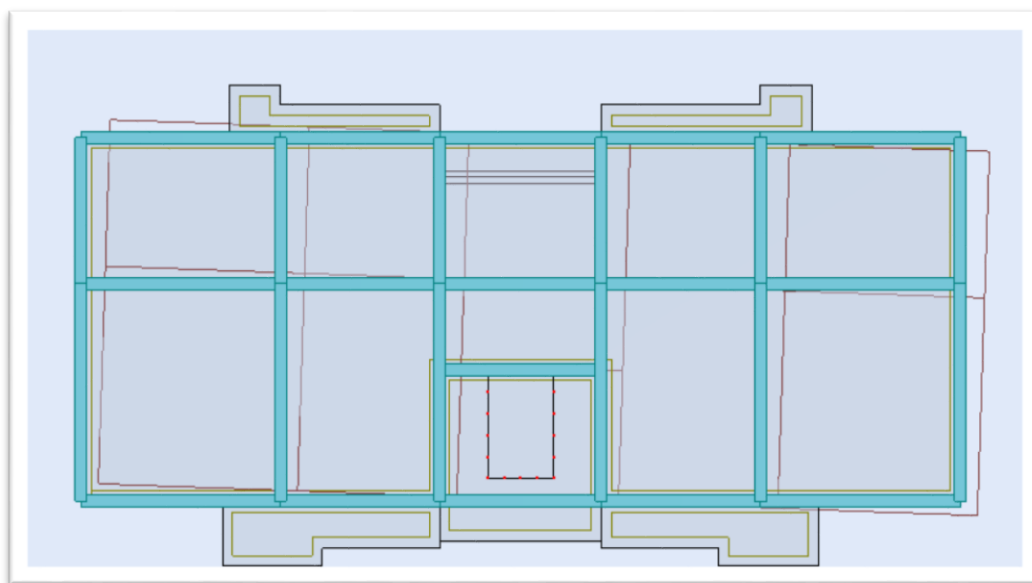


Figure IV.9: comportement de la structure en mode 1 avec voile

❖ **Mode 2** : Translation parfaite selon Y avec une Période : 0.49 (s)

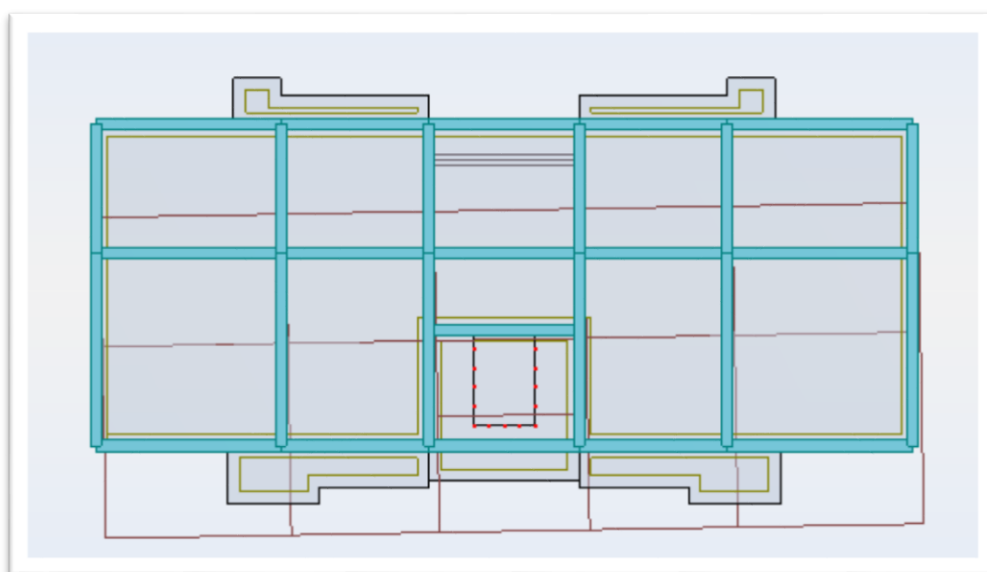


Figure IV.10 : comportement de la structure en mode 2 avec voile

❖ **Mode 3** : Rotation parfaite selon Z avec une Période : 0.41 (s)

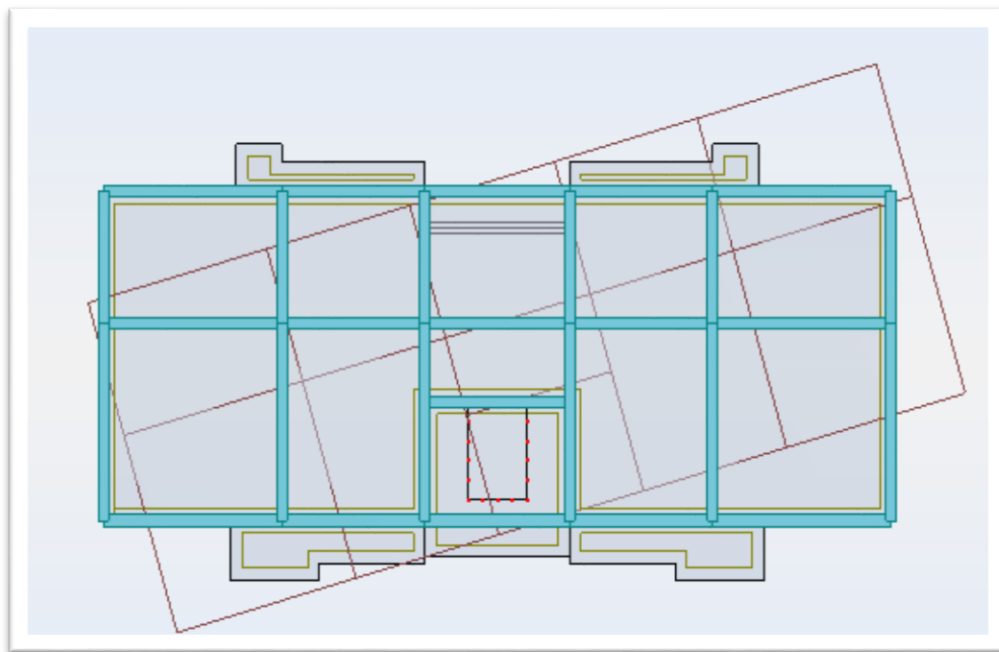


Figure IV.11 : comportement de la structure en mode 3 avec voile

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Résultat de comportement de structure avec voile.

Cas/mode	Période (s)	Masse cumulée ux(%)	Masse cumulée uy(%)	Masse modale ux(%)	Masse modale uy(%)	Tot.masse ux(%)	Tot.masse uy(%)
1	0.51	59.19	0.28	59.19	0.28	1500.05	1500.05
2	0.49	59.83	69.14	0.64	68.86	1500.05	1500.05
3	0.41	71.27	69.71	11.44	0.57	1500.05	1500.05
4	0.15	85.78	69.72	14.51	0.01	1500.05	1500.05
5	0.13	85.78	85.85	0.00	16.13	1500.05	1500.05
6	0.11	86.35	86.06	0.58	0.21	1500.05	1500.05
7	0.07	92.28	86.07	5.93	0.01	1500.05	1500.05
8	0.06	92.29	92.34	0.00	6.27	1500.05	1500.05
9	0.05	92.29	92.34	0.00	0.01	1500.05	1500.05
10	0.05	92.29	92.35	0.00	0.00	1500.05	1500.05
11	0.05	92.44	92.43	0.15	0.09	1500.05	1500.05
12	0.04	92.44	92.43	0.00	0.00	1500.05	1500.05
13	0.04	92.44	92.43	0.00	0.00	1500.05	1500.05
14	0.04	95.44	92.44	3.00	0.01	1500.05	1500.05
15	0.04	95.44	92.44	0.00	0.00	1500.05	1500.05

❖ **Analyse des résultats :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,51$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 15 modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Après la détermination des modes propres de la structure par l'analyse modale, on passe à L'analyse sismique. Cette méthode de calcul doit se déterminer par un spectre de réponse qui sera introduit au logiciel ROBOT après avoir introduit les valeurs nécessaire.

❖ Définition du spectre de réponse :

Le spectre de réponse tire son origine et son intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté DDL 1. La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Après avoir introduit les coefficients nécessaires on donne un spectre d'accélérations sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

Sens- x :

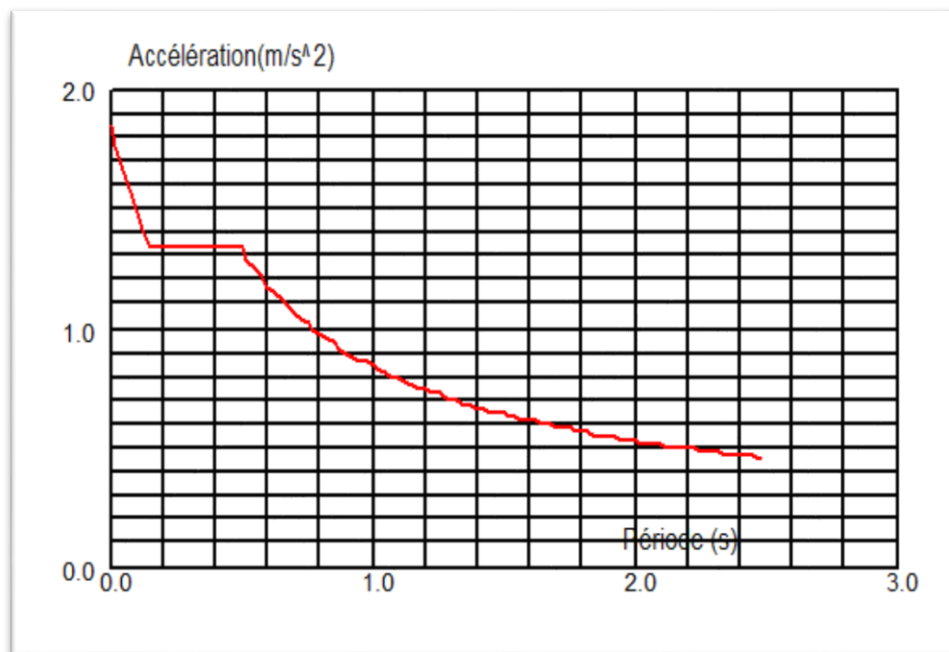


Figure IV.12 : Spectre d'accélération sismique en sens X.

Sens-Y:

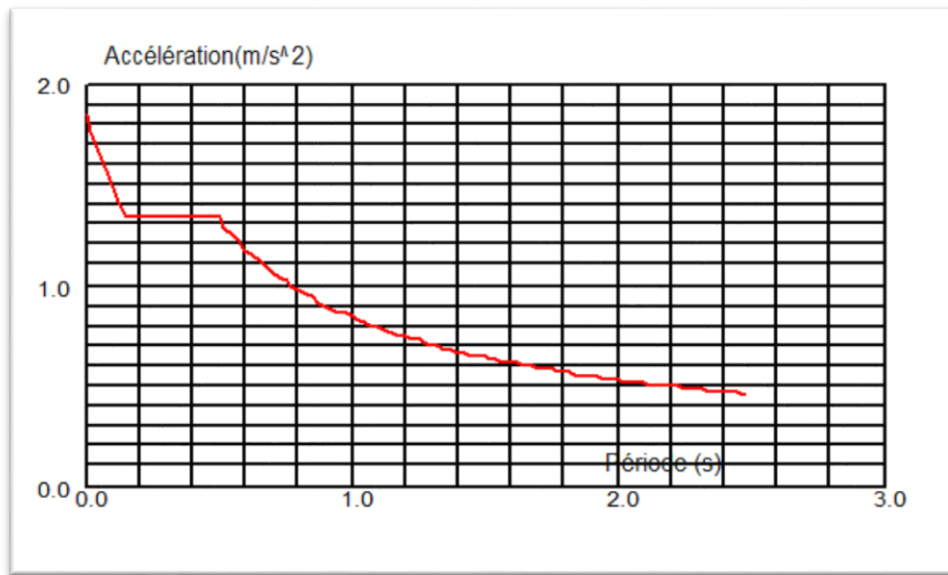


Figure IV.13 : Spectre d'accélération sismique en sens Y.

IV.7. Justification de système de contreventement :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements : portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, le souci d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelée système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, Parce que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

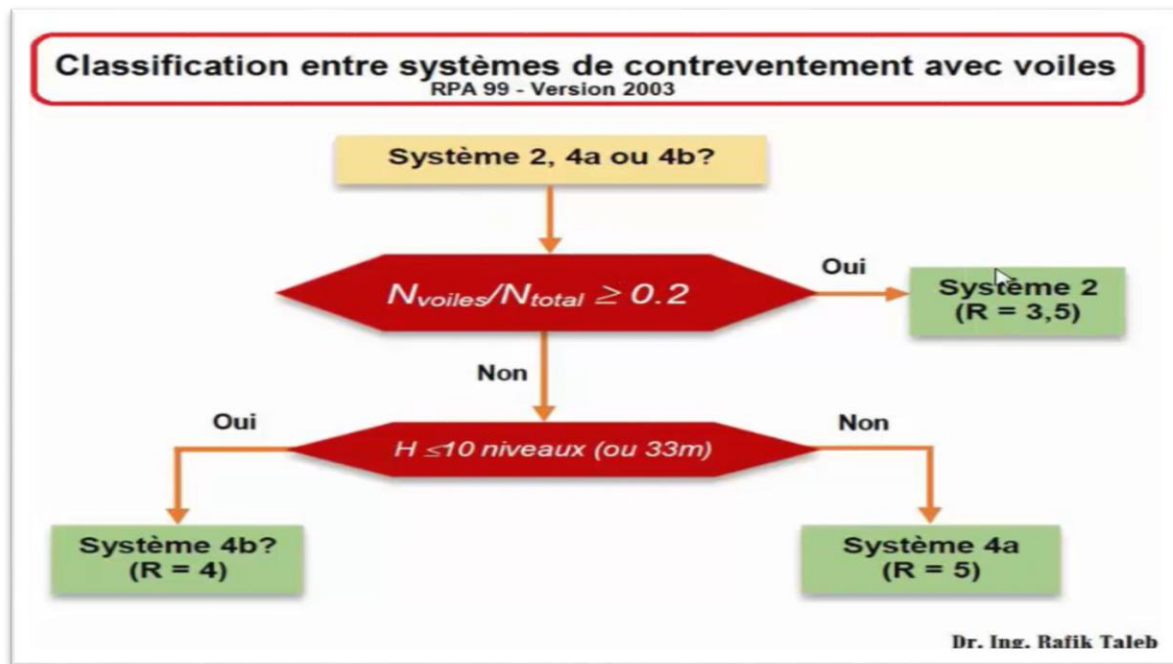


Figure IV.14:classification du système de contreventements selon RPA.

Les résultats obtenus sont illustré dont le tableau suivant :

Tableau IV.9 : la distribution des efforts normaux sur les poteaux et voiles.

Etagé	Effort normal	
	Poteaux	Voile
Etagé 1	07714.848	6604.408
Etagé 2	6539.559	5563.711
Etagé 3	5398.831	4644.683
Etagé 4	4154.186	3852.434
Etagé 5	3130.582	2873.705
Etagé 6	2160.670	1841.283
Etagé 7	1169.996	831.974

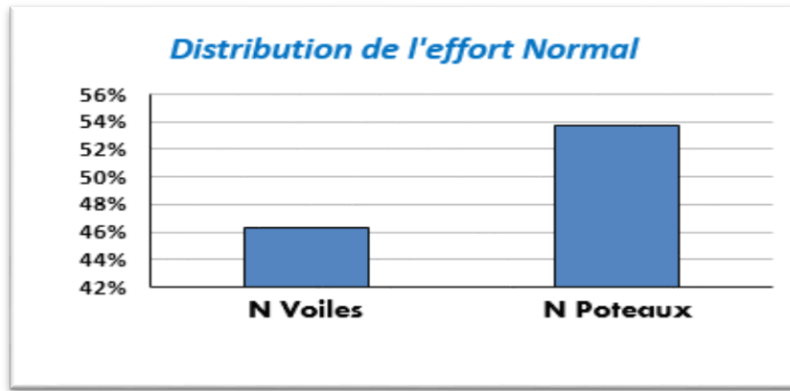


Figure IV.15: histogramme de distribution d'efforts normaux.

Après la vérification des résultats obtenus du tableau précédent et son histogramme notre choix du système de contreventement par voile porteur est juste.

IV.8. Vérification des déplacements latéraux : (RPA 99 article 4.4.3)

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} [4]$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. $R=5$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_k$ **RPA 99 article 5.10**

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: Vérification des déplacements au deux sens xx et yy.

Niveaux	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	R	Δ_{ky} (m)	1% h_k (m)	observation
Niv7	0.00258	3.06	3.5	0.00246	0.0306	CV
Niv6	0.00545	3.06	3.5	0.00522	0.0306	CV
Niv5	0.00682	3.06	3.5	0.00666	0.0306	CV
Niv4	0.00745	3.06	3.5	0.00735	0.0306	CV
Niv3	0.00584	3.06	3.5	0.00735	0.0306	CV
Niv2	0.00654	3.06	3.5	0.00694	0.0306	CV
Niv1	0.00602	3.06	3.5	0.00645	0.0306	CV

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au quatrième de la hauteur d'étage $\Delta_{k \max} = 0,00745\text{m} < 1\% h_e = 0.0306\text{ m}$

IV.9. Justification vis-à-vis l'équilibre de l'ensemble :

IV.9.1. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k [4]$$

Tableau IV.11 : Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon XX.

Plancher	$W_k (KN)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx} (KN)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
7	2037.781	13.28	27061.73	385.789	3.06	1180.5
6	2059.082	13.28	27344.60	280.896	3.06	859.54
5	2061.564	13.28	27377.56	225.550	3.06	690.18
4	2061.563	13.28	27377.55	175.075	3.06	535.72
3	2096.124	13.28	27836.52	129.54	3.06	396.39
2	2118.986	13.28	28140.13	84.338	3.06	258.07
1	2275.345	13.28	30216.58	37.92	3.06	116.03
$\sum W_k \cdot b_i$			195354.67	$\sum F_k \cdot h_k$		4036.43

Tableau IV.12: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon YY.

Plancher	$W_k (KN)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx} (KN)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
7	2037.781	13.28	27061.73	462.507	3.06	1415.27
6	2059.082	13.28	27344.60	276.89	3.06	847.28
5	2061.564	13.28	27377.56	244.94	3.06	749.51
4	2061.563	13.28	27377.55	190.05	3.06	581.55
3	2096.124	13.28	27836.52	137.18	3.06	419.77
2	2118.986	13.28	28140.13	90.71	3.06	277.57
1	2275.345	13.28	30216.58	36.71	3.06	112.33
$\sum W_k \cdot b_i$			195354.67	$\sum F_k \cdot h_k$		4403.28

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

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
195354.67	4036.43	48.39	Condition vérifié

Sens-y:

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
195354.67	4403.28	44.36	Condition vérifié

Donc il y'a pas d'un risque de renversement selon les deux sens.

IV.9.2. Justification vis-à-vis de l'effet P:

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times v_k} < 0.1 \text{ RPA99/2003 (Article 5.9) [4]}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

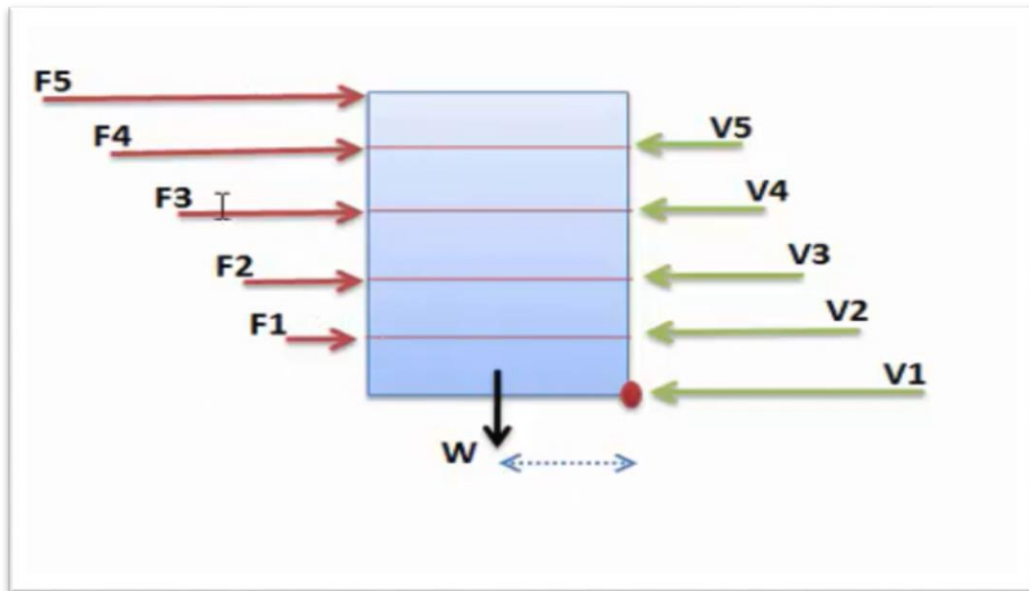


Figure IV.16: distribution des forces sismiques et efforts tranchants sur la construction.

- Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x.

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
7	2037.781	0.00258	385.789	3.06	0.0044	OK
6	2059.082	0.00545	666.685	3.06	0.0055	OK
5	2061.564	0.00682	892.236	3.06	0.0053	OK
4	2061.563	0.00745	1067.311	3.06	0.0046	OK
3	2096.124	0.00584	1196.851	3.06	0.0033	OK
2	2118.986	0.00654	1281.189	3.06	0.0035	OK
1	2275.345	0.00602	1319.111	3.06	0.0033	OK

Tableau IV.14: Vérification de l'effet P-Δ au sens YY.

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
7	2037.781	0.00246	462.507	3.06	0.0038	OK
6	2059.082	0.00522	739.398	3.06	0.0047	OK
5	2061.564	0.00666	984.339	3.06	0.0045	OK
4	2061.563	0.00735	1174.390	3.06	0.0042	OK
3	2096.124	0.00735	1311.571	3.06	0.0038	OK
2	2118.986	0.00694	1402.282	3.06	0.0034	OK
1	2275.345	0.00645	1438.996	3.06	0.0033	OK

IV.9.3. Effort normal réduits :(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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2) pour un poteau 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 voiles sont connues :

❖ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux :**

0.8G+Ex, y ; 0.8G-Ex, y ; G+Q+ Ex, y ; G+Q- Ex, y

Tableau IV.15:Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Nd (KN)	Bc (m²)	Fc28	V	observation
45× 45	1438.996	0.2025	25	0.28	CV
40× 40	1067.311	0.16	25	0.26	CV

La condition est vérifiée, Alors il n'est pas nécessaire d'augmenter la section des poteaux.

IV.10. Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ROBOT BAT, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.

Chapitre V.

calcul des éléments

résistants

V.1. Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99

On tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot version 2014.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : **article A.3.3**

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU).}$$

$$G + Q \text{ (ELS).}$$

- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : **article 5.2**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.2.1. Recommandation du RPA 99/2003 :**a) Armatures longitudinales : (RPA A.7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% de la section de béton en zone courante.

- ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- ✓ $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.
 - La valeur du diamètre ϕ 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferrailage des poutres principales :

$$b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 45 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad d = 42 \text{ cm}$$

V.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée:** (1.35G+1.5Q)

$$M_t = 74.06 \text{ kN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{74.06 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 420^2} = 0.09 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.09 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.11 \\ Z = 401.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{74.14 \times 10^6}{348 \times 401.52} = 5.30 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 5.30 \text{ cm}^2$

On adopte : **3HA16 = 6.03 cm²**

➤ **Sur appui : (G+Q±E)**

$$M_a^{\text{max}} = -130.13 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{130.13 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 420^2} = 0.17 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.17 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.23 \\ Z = 381.36 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{130.13 \times 10^6}{348 \times 381.36} = 980.53 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 9.8 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times 300 \times 420 \times \frac{2.1}{400} = 152.14 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

➤ **<Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A; A_{\min rpa}; A_{\min BAEI}) = 9.8 \text{ cm}$$

On adopte : **3HA14+3HA16= 10.65 cm²**

V.2.2.2. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (**BAEL91**) :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le **RPA99 V2003** :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b [4]$

➤ **Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_l)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.4) = 11.25 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

➤ **Pour la zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \varnothing_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

V.2.2.3 Vérifications :**➤ Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

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

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{150.43 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.19\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.19\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.2.4. Le ferrailage à ELS :**➤ En travée :**

Tableau V.1 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
54.17	0.07	0.392	0.09	404.88	3.84	4.52

➤ En Appui :

Tableau V.2 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
-102.81	0.13	0.392	0.17	391.44	7.54	8.01

V.2.2.4.1. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes:

Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	54.17 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	$y = 13.82 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 106203.20 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 7.04 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 215.6 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$7.04 \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$215.6 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

➤ La vérification de la flèche :

Tableau V.4 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$0.086 \leq 0.0625$	Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$0.005 \leq 0.01$	Vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	$0.086 \geq 0.05$	Vérifiée

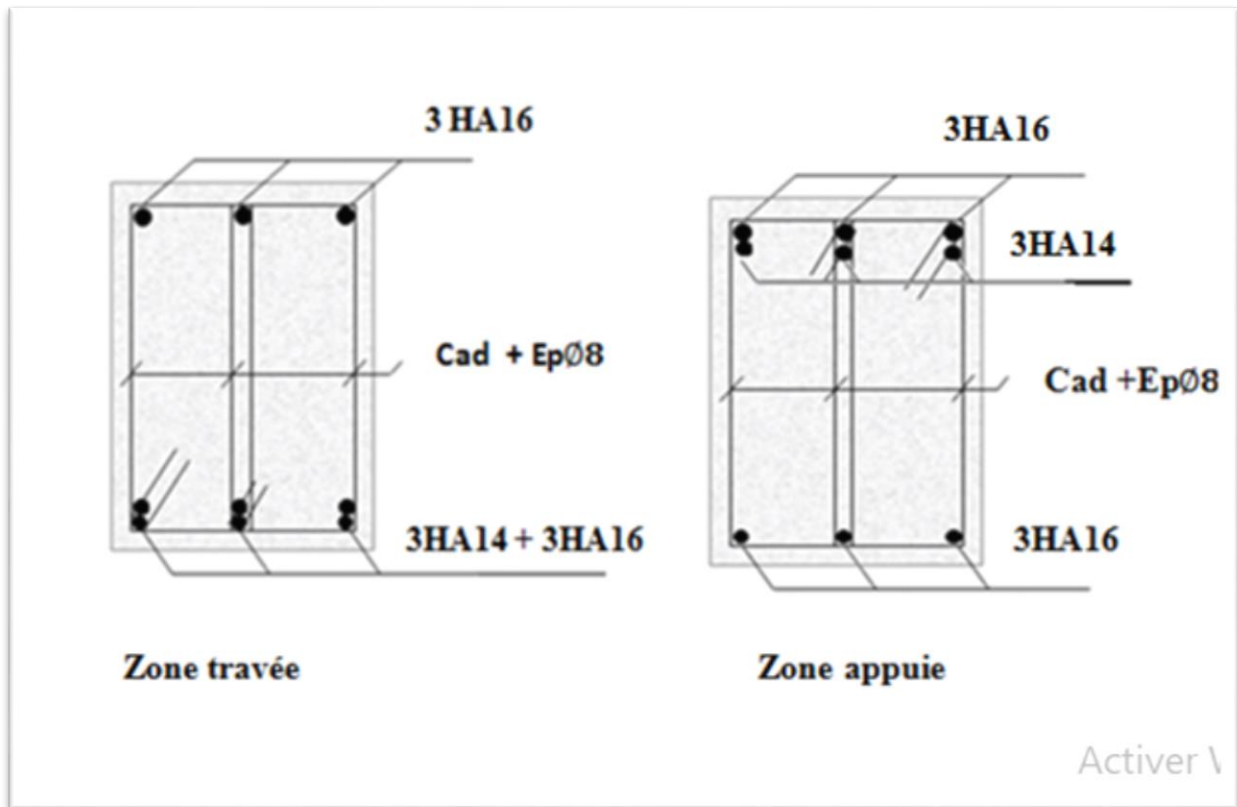


Figure V.1 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

V.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée:** $(1.35G + 1.5Q)$

$$M_t = 22.53 \text{ kN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{22.53 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 370^2} = 0.03 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.03 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.03 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.03 \\ Z = 365.56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{22.53 \times 10^6}{348 \times 365.56} = 177.10 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 1.77 \text{ cm}^2$

On adopte : **3HA12 = 3.39 cm²**

➤ **Sur appui : (G+Q±E)**

$$M_a^{\text{max}} = -81.95 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{81.95 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 370^2} = 0.14 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.14 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.14 \\ Z = 343.36 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{81.95 \times 10^6}{348 \times 343.36} = 685.83 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 6.85 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) \geq 0.23 \times 300 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 134.03 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = 1.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{\min rpa}; A_{\min BAEI}) = 6.85 \text{ cm}$$

On adopte : **3HA12+3HA14 = 8.01 cm²**

➤ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

V.2.3.2. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (**BAEL91**) :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le **RPA99 V2003** :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b [4]$

➤ **Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_l)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

➤ **Pour la zone courante :**

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

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

➤ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

V.2.3.3. Vérifications :

➤ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

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

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{57.93 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.52 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.3.4. Le ferrailage à ELS :

➤ En travée :

Tableau V.5 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
16.47	0.02	0.392	0.025	366.3	1.29	1.57

➤ En Appui :

Tableau V.6 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
-34.95	0.06	0.392	0.07	359.64	2.79	3.39

V.2.3.4.1. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes:**

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	16.47 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	$y = 8.08 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 33627.96 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 3.95 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 212.46 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$3.95 \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$212.46 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

➤ **La vérification de la flèche :**

Tableau V.8 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$0.08 \leq 0.0625$	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$0.002 \leq 0.01$	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	$0.086 \geq 0.04$	vérifiée

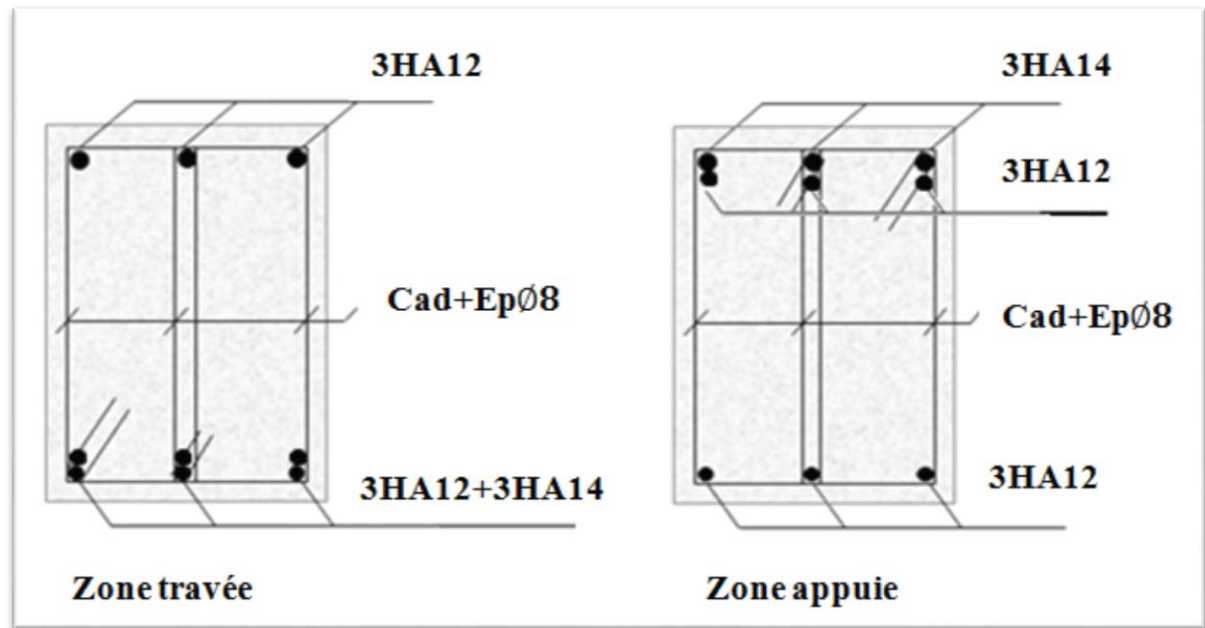


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.

V.3. Ferrailage des poteaux :

V.3.1 Introduction

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

V.3.2. Méthode de ferrailage :

Pour ferrailer les poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité dans chaque catégorie (section) et on adoptera le ferrailage trouvé pour le reste des poteaux. Pour le cas de la fissuration, elle sera prise peu préjudiciable si les poteaux ne sont pas exposés aux intempéries extérieures, et sera préjudiciable dans le cas contraire. Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3cas peuvent se présenter :

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.

❖ Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : $E.L.U : 1.35G + 1.5Q$
 $E.L.S : G + Q$
- Selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

$$G+Q\pm 1.2E$$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{\max}$ -----M correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{\min}$ -----M correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant : $M_{\max}$ -----N correspondant

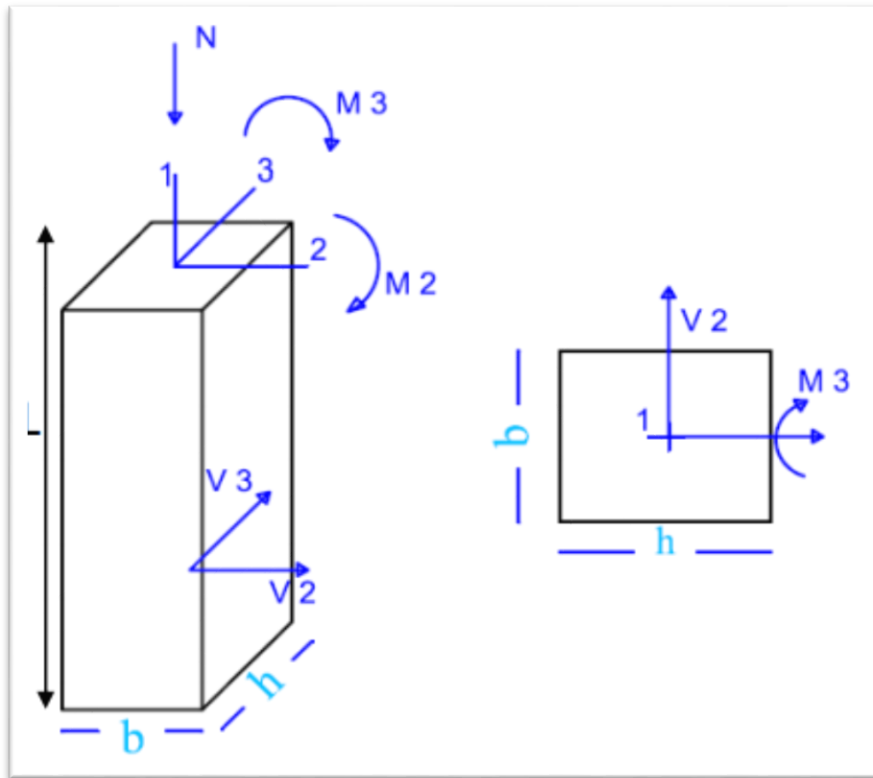


Figure V.3 : vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations

V.3.3. Les recommandations du RPA 99/2003:

V.3.3.1. Coffrage : RPA7.4.1

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

❖ Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1.

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique II, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par:

• $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)

• $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est définie par l' et h' .
 $l' = 2h$
- $h' = (\max h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$
 h_e : la hauteur de l'étage.
 $(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau

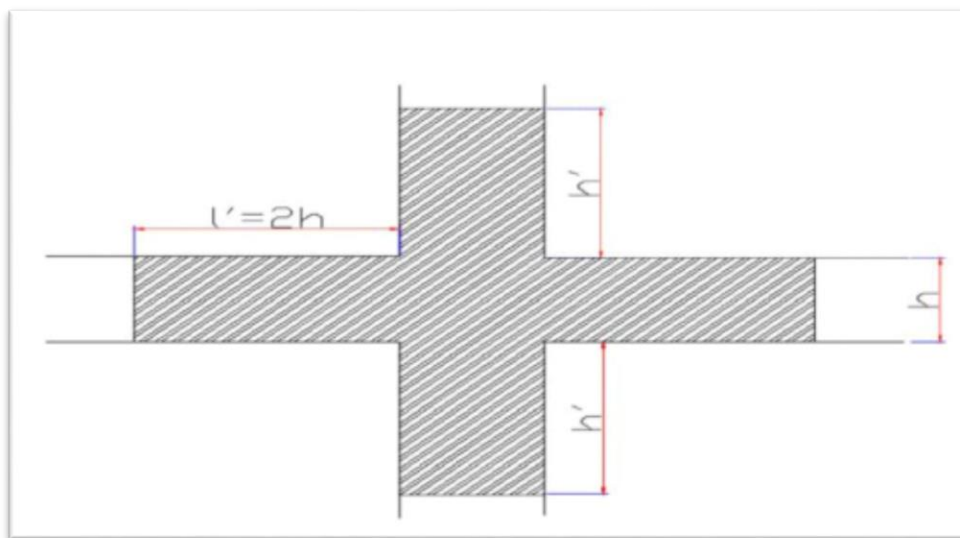


Figure V.4 : Zone nodale.

❖ Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

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 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone II.

➤ **zone courante :**

$t \leq 15 \phi_l$ en zone II

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :

- ✓ Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$
- ✓ Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$
- ✓ Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau:

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

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

V.3.3.2. Les Sollicitations :

Tableau V.9 : Les Sollicitations des poteaux (45×45) trouvées par le ROBOT.

	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corres}		$N^{\min}$ et M^{corres}	
Poteaux	$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}
45×45	41.812	320.214	1037.887	18.496	500.188	28.578
40×40	41.721	75.092	571.151	35.583	43.735	4.457

V.3.3.3. Le Ferrailage :

V.3.3.3.1. Le ferrailage des poteaux (45×45) :

❖ Armatures longitudinales :

$$b = 45 \text{ cm} ; \quad h = 45 \text{ cm} ; \quad d = 40 \text{ cm} ; \quad d' = 5 \text{ cm}$$

✓ Cas 01 :

$$N_{\max} = 1037.887 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corre}} = 18.496 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.496}{1037.887} = 0.017 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} \Rightarrow 0.017 < 0.225 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 18.496 + 1037.887 \left(0.40 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 200.126 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.05) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 850.18 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1037.887 \times (0.40 - 0.05) - 200.126 = 163.13 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1037.887 \text{ KN} ; M_f = 200.126 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu.b.d^2}} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{200.126 \times 10^6}{14.16 \times 450 \times 400^2} = 0.19 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.19 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0.19 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.19 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.26 \\ Z = 360 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_{fe}}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{200.126 \times 10^6}{348 \times 360} = 1597.42 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 15.97 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1597.42 - \frac{1037.887 \times 10^3}{348} = -1385.01 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 02 :**

$$N_{min} = 500.188 \text{ KN} ; M_{max} = 28.578 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{28.578}{500.188} = 0.057 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} \Rightarrow 0.057 < 0.225 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 28.578 + 500.188 \left(0.40 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 116.11 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.05) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 850.18 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 500.188 \times (0.40 - 0.05) - 116.11 = 58.95 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 500.188 \text{ KN} ; M_f = 116.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{116.11 \times 10^6}{14.16 \times 450 \times 400^2} = 0.113 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.113 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.113 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.113 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.15 \\ Z = 376 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{116.11 \times 10^6}{348 \times 376} = 887.36 \text{ mm}^2$$

Donc: $A_{\text{calcul}} = 8.87 \text{ cm}^2$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\sigma_s} = 887.36 - \frac{500.188 \times 10^3}{348} = -549.94 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 03 :**

$$N_{\text{corré}} = 320.14 \text{ KN} ; M_{\text{max}} = 41.812 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41.812}{320.14} = 0.13 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} \Rightarrow 0.13 < 0.225 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 41.812 + 320.14 \left(0.40 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 97.83 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.05) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 850.18 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 320.14 \times (0.40 - 0.05) - 97.83 = 14.21 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 320.14 \text{ KN} ; M_f = 97.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{97.83 \times 10^6}{14.16 \times 450 \times 400^2} = 0.095 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.095 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.095 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.095 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.125 \\ Z = 380 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{calcul} = \frac{97.83 \times 10^6}{348 \times 380} = 739.79 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc: } A_{calcul} = 7.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 739.79 - \frac{320.14 \times 10^3}{348} = -180.15 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2:$$

Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira

❖ **Tableau de calcul du ferrailage :**

$$A_{min} = 0.8 \% b \times h = 16.20 \text{ cm}^2$$

Tableau V.10 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (45×45).

Niveau	$A_{calcul} \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{min(RPA)} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	N° de barres
RDC,1 et 2^{ème} étages	Cas 01	15.97	16.20	15.97	18.34	6T16+2T20
	Cas 02	8.87				
	Cas 03	7.39				

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 450 \times 400 \times \frac{2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 2.17 \text{ cm}^2 < 18.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

➤ **Section maximal:**

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Armatures transversales :**

➤ **Recommandation du R.P.A :**

• **section d'armature :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

où : V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute .

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g)

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.16}{0.45} = 4.8$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h l \times f_e}$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{min} (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L = 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40.\phi_L \Rightarrow L_r = 40 \times 2$$

Donc: $L_r = 80 \text{ cm}$

- Le ferrailage minimum donné par le RPA :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

Tableau V.11 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (45×45).

Niveau	ρ_a	V	S _t (cm)		A _{t min}	A _{t calcul}	A _{adopt}
			nodal	courante			
Zone I	3.75	57.102	10	15	2.02	1.78	6Ø8

- ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

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

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{57.102 \times 10^3}{450 \times 400} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.31 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Schéma de ferrailage :

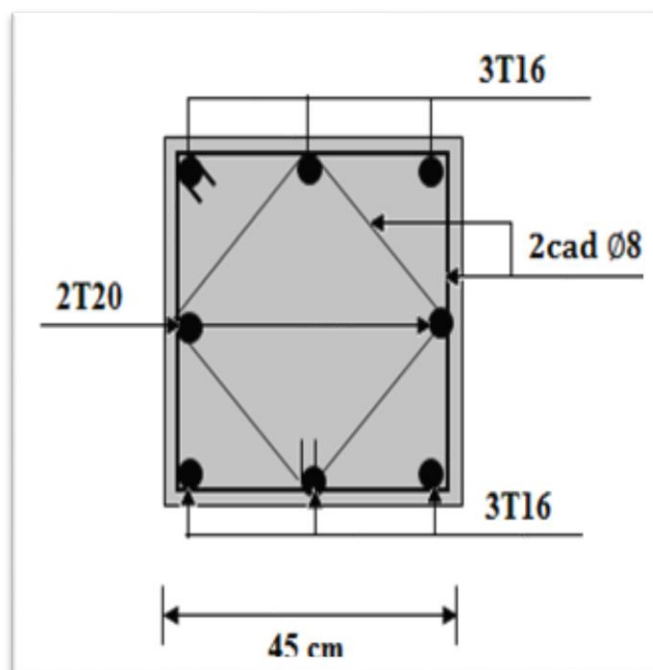


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (45×45).

V.3.3.3.2. Le ferrailage des poteaux (40×40) :

Tableau V.12 : Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.

Niveau	Les combinaisons	Sollicitation		N (KN)	M(KN.m)
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	1.35 G + 1.5Q	N _{max}	M _{cor}	571.151	35.583
	0.8G ± E	N _{min}	M _{cor}	43.735	4.457
	G+Q±E	N _{cor}	M _{max}	35.604	3.244

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 35 \text{ cm}$; $d' = 5 \text{ cm}$

❖ Armatures longitudinales:

$$A_{\min(RPA)} = 0.8 \% b \times h = 12.80 \text{ cm}^2$$

Tableau V.13: Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40).

Niveau	A _{calcul} (cm ²)		A _{min(RPA)} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N° de barres
Zone I	Cas 01	11.01	12.80	11.01	13.26	6T14+2T16
	Cas 02	0.91				
	Cas 03	0.85				

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 350 \times \frac{2.1}{400} = 169.05 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 < 13.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

➤ Section maximale:

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Armatures transversales :

➤ Recommandation du R.P.A :

• section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$ où :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g)

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.16}{0.4} = 5.4$$

$$\Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_l \times f_e}$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L = 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_L \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

Donc: $L_r = 56 \text{ cm}$

❖ **Tableau de ferrailage des armatures transversales :**

Le ferrailage minimum donné par le RPA :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

Tableau VII.14 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).

Niveau	ρ_a	V	S _t (cm)		A _{t min}	A _{t cal}	A _{ad}
			nodal	courante			
Zone I	2.5	43.420	10	15	1.69	1.01	7Ø8

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}[1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{43.420 \times 10^3}{400 \times 350} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.31 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Schéma de ferrailage :**

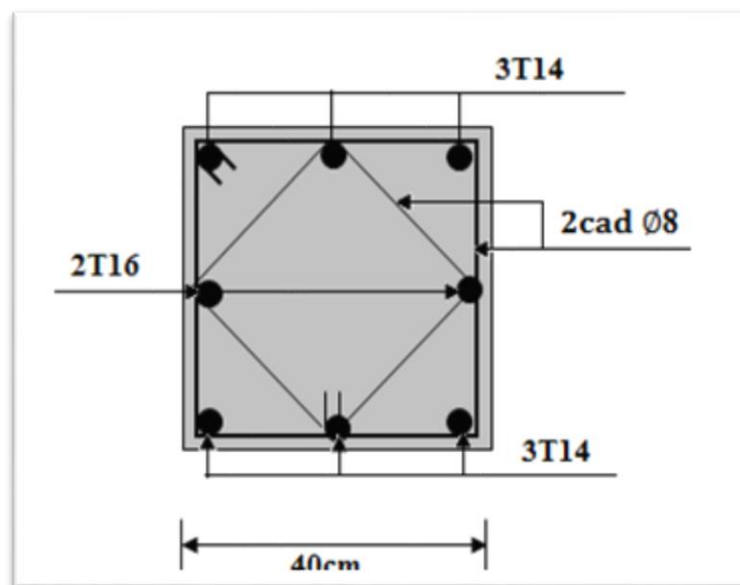


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).

V.3.3.4. Vérification à L'ELS :

V.3.3.4.1. Les poteaux de section (45×45) :

$$N_s = 567.269 \text{ KN}$$

$$M_s = 37.252 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.049 \text{ m}$$

➤ **Section homogène:**

$$B = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow B = (45 \times 45) + 15(18.34 + 0)$$

$$B = 2300.1 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés.

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \times c + A'_s \times d) \right] \Rightarrow V_1 = \frac{1}{2300.1} \left[\frac{45 \times 45^2}{2} + 15(18.38 \times 5 + 0) \right]$$

$$V_1 = 20.4 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 20.4 = 24.6 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15 [A_s(V_2 - c)^2 + A'_s(V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{45}{3} [20.4^3 + 24.6^3] + 15 [18.34(20.4 - 5)^2]$$

$$I = 456331.26 \text{ cm}^4$$

➤ **Condition limite 1:**

$$C_l = \frac{I}{B \times V_1} \Rightarrow C_l = \frac{456331.26}{2300.1 \times 20.4} = 9.72 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 4.9 + (20.4 - 45/2) = 2.8 \text{ cm}$$

$e_1 < C_l \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

❖ **Vérifications des contraintes :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \times e_1 \left(\frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{757.269}{2300.1} + 757.269 \times 2.8 \left(\frac{20.4}{456331.26} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 1.27 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Contrainte d'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \times e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \left(\frac{757.269}{2300.1} \right) - 757.269 \times 2.8 \left(\frac{20.4 - 5}{456331.26} \right)$$

$$\sigma_{st} = 48.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 48.59 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

V.3.3.4.2. Les poteaux de section (40×40)

$$N_s = 416.968 \text{ KN}$$

$$M_s = 34.513 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.08 \text{ m}$$

➤ **Section homogène:**

$$B = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow B = (40 \times 40) + 15(13.26 + 0)$$

$$B = 1798.9 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés.

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \times c + A'_s \times d) \right] \Rightarrow V_1 = \frac{1}{1798.9} \left[\frac{40 \times 40^2}{2} + 15(13.26 \times 5 + 0) \right]$$

$$V_1 = 17.89 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 17.89 = 22.11 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15 [A_s (V_2 - c)^2 + A'_s (V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{40}{3} [17.89^3 + 22.11^3] + 15 [13.26 (17.89 - 5)^2]$$

$$I = 253504.07 \text{ cm}^4$$

➤ **Condition limite 1:**

$$C_l = \frac{I}{B \times V_1} \Rightarrow C_l = \frac{253504.07}{1798.9 \times 17.89} = 7.87 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 8 + (17.89 - 40/2) = 5.89 \text{ cm}$$

$e_1 < C_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

❖ **Vérifications des contraintes :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \times e_1 \left(\frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{416.968}{1798.9} + 416.968 \times 5.89 \left(\frac{17.89}{253504.07} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 0.40 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Contrainte d'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \times e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \left(\frac{416.968}{1798.9} \right) - 416.968 \times 5.89 \left(\frac{17.89 - 5}{253504.07} \right)$$

$$\sigma_{st} = 33.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 33.52 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

V.4. Les voiles:

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone .

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section

De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux). Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$

- Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q \mp E$
- ✓ $0.8G \mp E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

V.4.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

Avec :

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10ϕ

❖ Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

❖ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est :

$$St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

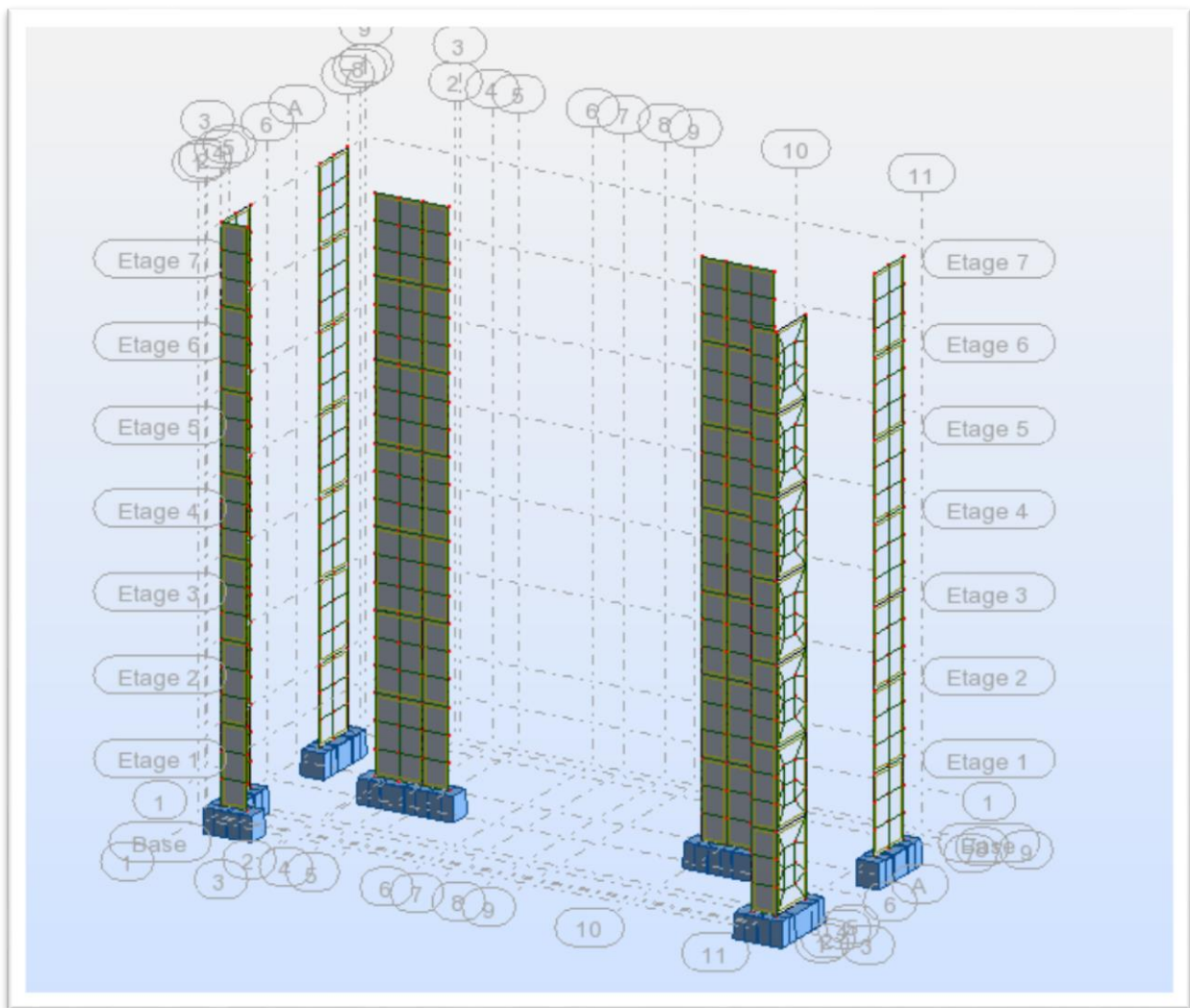


Figure V.7 : la disposition des voiles en 3D.

V.4.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Sollicitations des voiles dans les deux sens.

Voiles		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$ 1.35G+1.5Q		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$ 0.8G+Ex, y		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$ G+Q+Ex, y		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vy1	e=0.2m	809.334	52.140	524.592	368.859	546.414	33.547	21.141
	L=2m							
Vy2	e=0.2m	776.117	39.084	682.382	279.864	524.259	24.993	3.379
	L=2m							
Vx1	e=0.2m	313.792	2.795	-108.279	77.091	214.897	1.789	4.110
	L=1m							
Vx2	e=0.2m	1181.78	7.995	1648.98	506.651	777.668	5.238	57.964
	L=1.9m							
Vx3	e=0.2m	625.126	-0.286	-413.218	82.522	411.489	-0.232	34.153
	L=1m							

❖ **Etapas de calcul des voiles:**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{B} \mp \frac{M}{I} V$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

B : Aire du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

D'après R.PA 99 V 2003, on distingue 3 cas :

- ✓ Si σ_1 et $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée. La zone courante est armée par le minimum d'acier

Avec :

$$A_{min} = 0.15 \times b \times L$$

➤ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

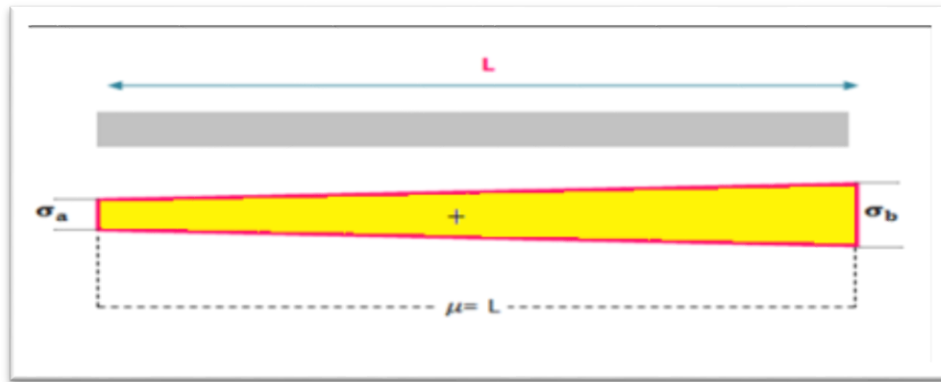


Figure V.8 : Section entièrement comprimée

- ✓ Si σ_1 et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale :

- ✓ Si : $A_v < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v > A_{min}$ on ferraille avec la section minimale A_v

➤ **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (μ) est égale à (L) l'effort de traction est égale à :

$$T = (\sigma_a \times \sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$



Figure V.9 : Section entièrement tendue

- ✓ Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➤ Section partiellement comprimée /tendue :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue, en utilisant les triangles semblables :

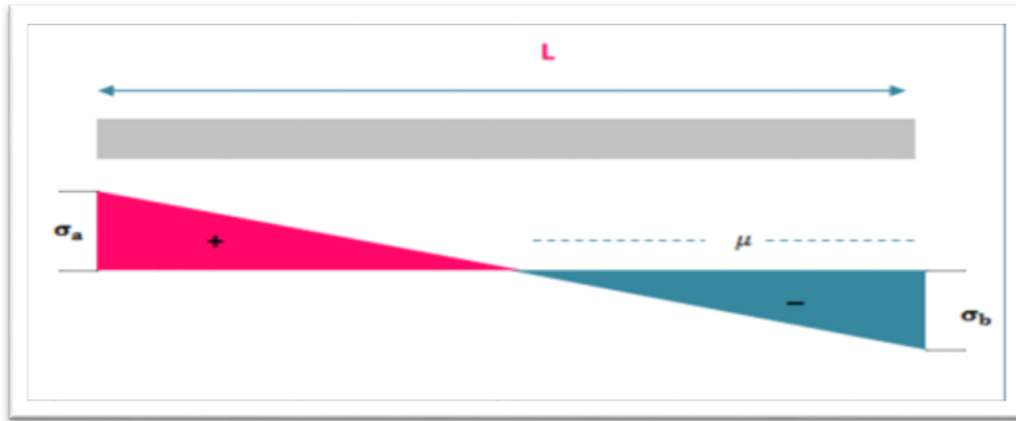


Figure V.10 : Section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

V.4.3. Exemple de calcul :

Pour cet exemple de calcul du ferrailage des voiles, on adopte le voile : « Vy1 » d'une longueur de 2 m et d'épaisseur 20cm.

Ce voile est sollicité sous les charges suivantes :

$$\begin{array}{ll} N_{\max}=809.334\text{KN} & ; \quad M_{\text{corr}}=52.140\text{KN.m} \\ N_{\min}=524.592 \text{ KN} & ; \quad M_{\text{corr}}=368.859\text{KN.m} \\ M_{\max}=33.547\text{KN.m} & ; \quad N_{\text{corr}}=546.414\text{KN} \end{array}$$

❖ Cas 01 :

$$N_{\max}=809.334\text{KN}$$

$$M_{\text{corr}}=52.140\text{KN.m}$$

$$V=21.141\text{KN}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e× L)

$$L=h=2\text{m}, b=20\text{cm} , d=1.95\text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{52.140}{809.334} = 0.064\text{m}$$

$$e = 0.064\text{m} < \frac{L}{2} = 1\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

$$V = \frac{L}{2} = 1\text{m}$$

$$B = b \times h = 0.4\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.133\text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{809.334}{0.4} + \frac{52.140}{0.133} \times 1 = 2.41\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{809.334}{0.4} - \frac{52.140}{0.133} \times 1 = 1.63\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} > 0 \\ \sigma_{\min} > 0 \end{cases} \quad \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6.4\text{cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm} ; \frac{200}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 8.4\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^3}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi) / \varphi = 2 \text{ cas général}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{52.140}{1.5 \times 38.003}\right) = 0.9$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.16^3}{10000 \times 2} (2 + 0.9 \times 2) = 0.0057 \text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.97 \text{cm}$$

$$M_u = N_u \times e = 809.334 \times 8.79 \times 10^{-2} = 72.59 \text{KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 72.59 + 809.334 \times \left(1.95 - \frac{2}{2}\right) = 841.45 \text{KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{841.45 \times 10^6}{200 \times 1950^2 \times 14.17} = 0.078$$

$$u_{bu} = 0.078 \leq 0.493 \text{ partiellement comprimée}$$

$$u_{bu} = 0.078 \leq u_{ab} = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$u_{bu} = 0.078 \leq u_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.101$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1872 \text{mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{841.45 \times 10^6}{651456} = 1291.64 \text{mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 1291.64 - \frac{809.334 \times 10^3}{348} = -1034.03 \text{cm}^2$$

$A = 0 \text{cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

❖ Calcul des armatures minimales dans tout le voile:

Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.15 \times b \times L$$

$$A_{min} = 0.15 \times 20 \times 200 = 6 \text{cm}^2$$

➤ Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

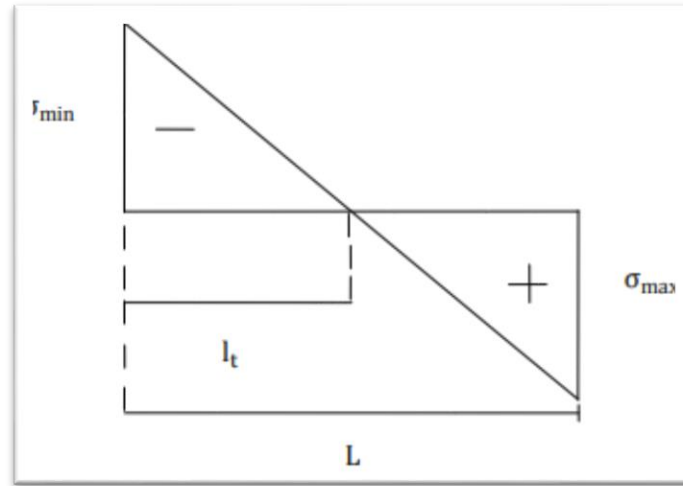


Figure V.11 : Schéma des contraintes.

- Armatures minimale dans la zone comprimée:

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_c \times b$$

$$L_c = L - 2 \times l_t$$

❖ **Calcul des armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0.8 f_e}$$

$$V = 21.141 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 21.141 \times 10^3}{200 \times 1950} = 0.075$$

- Espacement des barres horizontales :

$$st \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $st = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.075 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 0.093 \text{ cm}^2.$$

❖ Choix des barres :

➤ Armatures verticales :

En zone comprimé ($A = 0 \text{ cm}^2$): Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailer A_{min} ($A_{min} = 6 \text{ cm}^2$)

$$A = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures horizontales :

$$A_h = 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.16 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens xx et yy.

Voile	V1x	V2x	V3x	V1y	V2y
Section (cm^2)	0.2	0.38	0.2	0.4	0.4
N(KN)	313.792	1181.78	625.125	809.334	776.117
M (KN/m)	2.795	7.995	0.286	52.140	39.084
V(KN)	4.110	57.964	34.153	21.141	3.379
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.0147	0.2	0.12	0.075	0.0121
Tbarre(MPa)	5	5	5	5	5
Lt(m)	0	0	0	0	0
Acal (cm^2)	0	0	0	0	0
A_{min} (cm^2)	3	5.7	3	6	5.85
N barre/face	4HA12=4.52	6HA12=6.79	4HA12=4.52	8HA12=9.05	8HA12=9.05
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h (cm^2)	1.84	0.25	0.15	0.093	1.51
$A_{h\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	2.01	3.52	2.01	4.02	4.02
N barre/face	4HA8	6HA8	4HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

➤ Exemple sur le Schéma de ferrailage de notre voile :

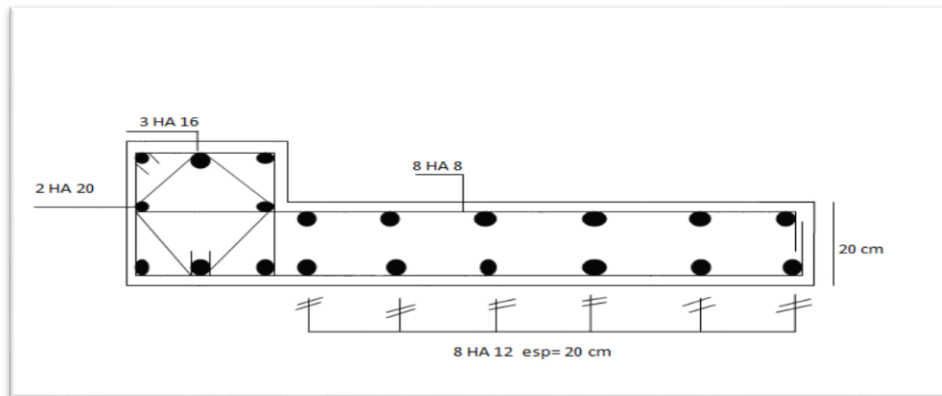


Figure V.12 : Schéma de ferrailage de voile V1y et V2y.

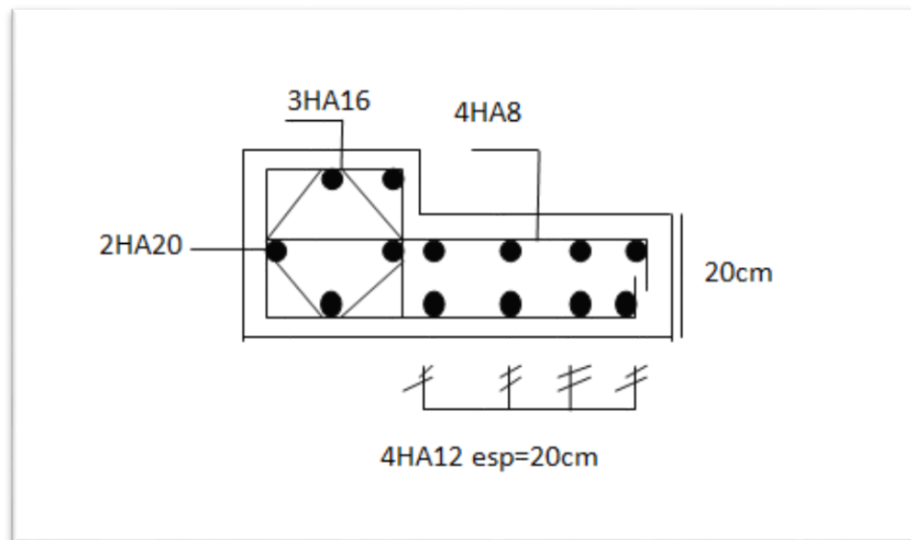


Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile V1x et V3x.

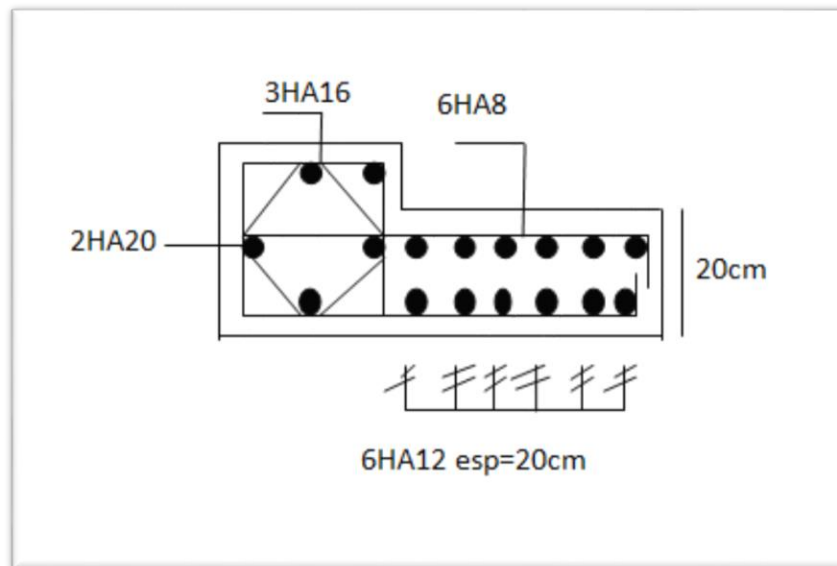


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de voile V2x.

Chapitre VI:

Etude

de

l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type des fondations :

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui paraît satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ❖ Les caractéristiques du sol support.
- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ L'aspect économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

VI.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99V2003 (**Article 10.1.4.1**) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

VI.2.2 Les caractéristiques du sol :

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

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars.

VI.2.3 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$), la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

- ✓ N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le logiciel de modélisation ROBOT
- ✓ S : Surface d'appui de la semelle.
- ✓ σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

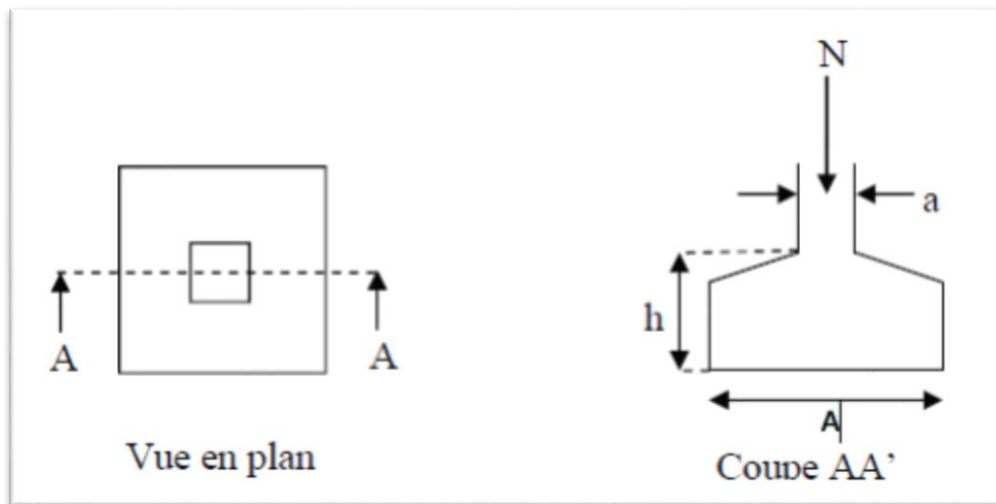


Figure VI.1 : Schéma d'une fondation isolée

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de : $N = 1037.887 \text{ KN}$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{1037.887 \times 10^3}{0.2}} = 2.278 \text{ m}$$

$$B \times 1.5 \leq L_{\text{min}}$$

Tel que :

L_{min} : est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$B=A=2.278 \text{ m} < 3.5 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.4 Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

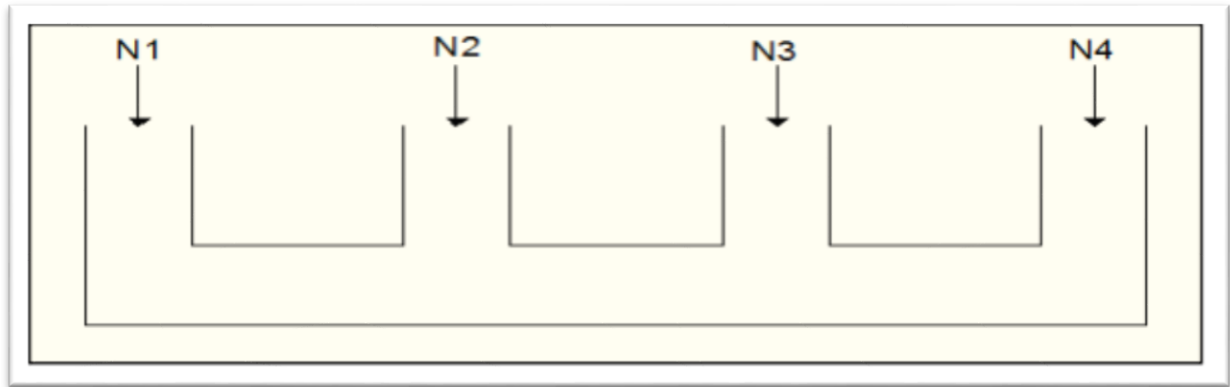


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.

La vérification à faire est :

$$\sigma_s \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_s \times L}$$

Avec :

- ✓ N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».
- ✓ B : Largeur de la semelle.
- ✓ L : Longueur de la semelle.
- ✓ σ_s : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure :

$$N = \sum N_i = 2186.366 \text{ KN}$$

Avec :

$$L = 8.7 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_s \times L} = \frac{2186.366 \times 10^{-3}}{0.2 \times 8.7} = 1.25 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = \frac{2186.366 \times 10^{-3}}{0.2} = 10.93$$

$$\frac{S_{\text{sem}}}{S_{\text{bat}}} = 4.48$$

On a la largeur de notre semelle égale à 1.25 m, et donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général.

VI.2.5. Etude du radier général :**VI.2.5.1. Définition :**

Un radier général est une fondation superficielle constituée par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures, il est travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- ✓ De la faible capacité portante du sol.
- ✓ Des charges élevées du bâtiment.
- ✓ Du rapprochement des poteaux.
- ✓ Des difficultés d'établir des pieux (vibration nuisible).
- ✓ De charges excentrées en rive de bâtiment.

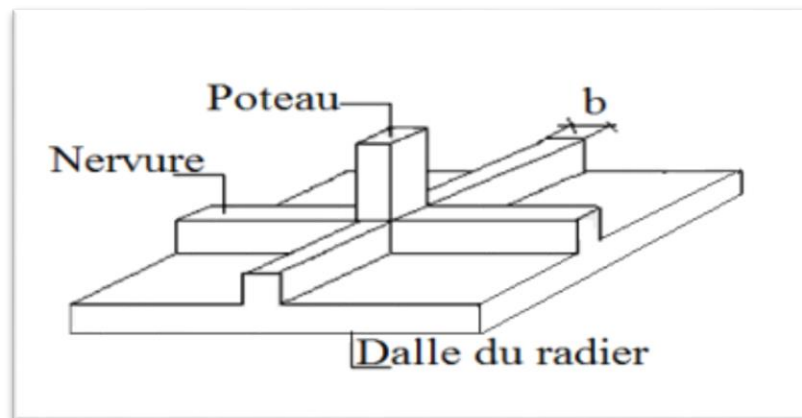


Figure VI .3 : Schéma du radier nervuré.

VI.2.5.2. Pré dimensionnement :❖ **Calcul de surface minimale du radier :**

On suppose que la surface de radier est égale à la surface de la base de la structure :

$$S=243.65 \text{ cm}^2$$

❖ **La condition de coffrage :**

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs, $L_{\max}= 5.20\text{m}$

➤ Nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

On adopte : $h_n = 90 \text{ cm}$

➤ Dalle :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_n \geq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

On adopte : $h_n = 40 \text{ cm}$

❖ La condition de raideur (rigidité) :

Pour que le radier soit considéré comme étant rigide il faut que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- ✓ L_e : Longueur élastique.
- ✓ E : Module de Young.
- ✓ I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.
- ✓ K : coefficient de raideur du sol
- ✓ b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$K = 40000 \text{ KN/m}^3$ Pour un sol moyen

$E = 32160 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 5.2^4}{32160000 \times 3.14^4}} = 0.76$$

La hauteur totale du radier est : **130 cm**

VI.2.5.3. Les vérifications nécessaires :

❖ Vérification de la surface :

$N_s = 946.382 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure à l'ELS)

- Poids de radier :

$$P_{\text{rad}} = 0.4 \times 25 \times 22.05 \times 8.7 = 1918.35 \text{ KN.}$$

- Poids de nervure :

- ✓ Sens x-x :

$$P_n = 1.3 \times 25 \times 22.05 \times 0.45 = 322.48 \text{ KN}$$

- ✓ Sens y-y :

$$P_n = 1.3 \times 25 \times 8.7 \times 0.45 = 127.23 \text{ KN}$$

$$N_t = 1918.35 + 322.48 + 127.23 + 946.382 = 3314.442 \text{ KN}$$

$$\frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = 165 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{\text{bat}} = 243.65 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}}$: Donc, le radier est sans débords

Alors, la surface totale du radier est la surface de bâtiment : $S_{\text{bat}} = 243.65 \text{ m}^2$

❖ **Vérification au non – poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- ✓ N_u : Vérification au non – poinçonnement
- ✓ μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- ✓ h_t : Est l'épaisseur totale du radier.

- Pour le poteau le plus sollicité :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h_t)$$

$$\mu_c = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.3) = 7 \text{ m}$$

$$N_u = 1037.887 \text{ KN} \leq 0.045 \times 7 \times 1000 \times 1.3 \times \frac{25}{1.15} = 8902.17 \text{ KN} \dots \dots \text{CV}$$

➤ Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1 mètre :

$$\mu_c = 2 \times (a + 1 + 2ht)$$

$$\mu_c = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 1.3) = 7.6 \text{ m}$$

$$N_u = 57.964 \text{ KN} \leq 0.045 \times 7.6 \times 1000 \times 1.3 \times \frac{25}{1.15} = 9665.21 \text{ KN} \dots \dots \text{CV}$$

❖ Vérification au cisaillement :

D'après le **CBA93 (article A.5.1.2.1.1)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} = \frac{1037.887 \times 5.2 \times 1}{2 \times 243.65} = 11.07 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{11.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 0.027 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Donc le radier ne risque pas de cisailier.

❖ Vérification de la contrainte 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.

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. D'après le **DTR BC 2.33.1 (Article 3.541)**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \mp \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} \times (X_g; Y_g)$$

Avec :

- ✓ σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.
- ✓ N : l'effort normal dû aux charges verticales.

✓ $M_{x, y}$: Moments sismiques à la base

A partir du résultat obtenus directement par le logiciel ROBOT selon les deux axes ($x-x$ et $y-y$), on a :

$$\sigma_{\max} = 183.362 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 47.274 \text{ KN/m}$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{\text{moy}} = 149.34 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les contraintes dans le sol sont vérifiées, on se sert d'un radier sans débord.

❖ Vérification de la stabilité au renversement :

Quelque soit le type des fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (RPA Art 10.1.5)

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- ✓ e : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
- ✓ M : Moment de renversement dû aux forces sismique.
- ✓ N : la force verticale gravitaire de la structure.
- ✓ B : La largeur du radier.

➤ Sens $x-x$:

$$e = \frac{171.936}{1269.333} = 0.135 \text{ m} \leq \frac{22.05}{4} = 5.51 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Sens $y-y$:

$$e = \frac{541.614}{1269.333} = 0.462 \text{ m} \leq \frac{11.05}{4} = 2.76 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.2.5.4. Méthode de calcul :

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.55\text{m et } L_y = 4.75\text{m}$$

$$L_x = 5 - 0.45 = 4.55 \text{ m}$$

$$L_y = 5.20 - 0.45 = 4.75 \text{ m}$$

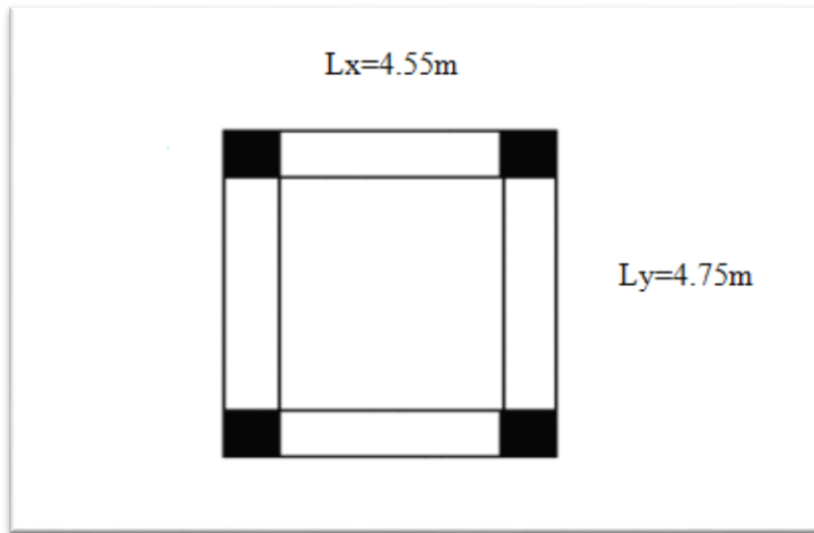


Figure VI .4 : Schéma statistique de radier.

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ ELU :

$$q_u = \frac{1.35N_u + P_{rad}}{S_{rad}} = 49.07 \text{ KN/m}$$

➤ ELS :

$$q_s = \frac{N_s + P_{rad}}{S_{rad}} = 36.38 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.95 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans notre 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 de BAEL:

- ✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de : $\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} \\ \vartheta \end{cases}$

ν : Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0: \text{ELU} \\ 0.2: \text{ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

➤ ELU :

$$\rho = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.887 \end{cases}$$

$$M_x = 41.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 36.94 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 35.402 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 31.399 \text{ KN.m}$$

✓ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5M_x = -20.825 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_y = -18.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -20.825 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$\rho = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.048 \\ \mu_y = 0.923 \end{cases}$$

$$M_x = 36.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 33.36 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 30.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 26.68 \text{ KN.m}$$

✓ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -18.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -16.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -18.075 \text{ KN.m}$$

VI.2.5.5. Ferrailage de la dalle :

- Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

- Ferrailage transversal :

Les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur
- ✓ $V_u \leq 0.07f_{c28}$, V_u : Effort tranchant maximum à l'ELU.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur
 $b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 40.5\text{ cm}$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.1 :Ferrailage longitudinal du radier

	Sens	Mu(KN.m)	μ	α	Z	Acal(cm ²)	Choix	Aadp(cm ²)
Travée	x-x	35.402	0.015	0.018	40.196	2.53	5HA12	5.65
	y-y	31.399	0.013	0.016	40.228	2.24	5HA12	5.65
Appuis	x-x	20.825	0.0089	0.010	40.329	1.48	5HA12	5.65

- Vérification des espacements :

- ✓ Selon x-x:

$$\begin{cases} St \leq \min(2hr ; 25\text{ cm}) = \min(2 \times 40 ; 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \\ St \leq \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ Selon y-y:

$$\begin{cases} St \leq \min(3hr ; 33\text{ cm}) = \min(3 \times 40 ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \\ St \leq \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \end{cases}$$

Alors, on adopte : $St = 20\text{ cm}$

❖ **Vérification a l'ELU :**

➤ Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur : $e = 40$ cm et $b = 100$ cm .La valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \frac{3 - \rho}{2} bh \\ A_y \geq \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.08\%$ pour les barre à haute adhérence

$$A_x = 0.0008 \times \frac{3-0.95}{2} \times 100 \times 40 = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

✓ Sens x-x :

Sur travée : $A_x = 5.65 \text{ cm} > 3.28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

En appuis : $A_x = 5.65 \text{ cm} > 3.28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ Sens y-y :

Sur travée : $A_x = 5.65 \text{ cm} > 3.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

En appuis : $A_x = 5.65 \text{ cm} > 3.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 112.172 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 116.997 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V = \max(V_x ; V_y) = 116.997 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification à l'ELS :

- Vérification de l'état d'ouverture de fissure :

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} \times (d-y)}{I}$$

- Vérification des contraintes de compression dans le béton:

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

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

$$\bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-dessous récapitulatif des résultats :

Tableau VI.2 : Vérification du radier à l'ELS.

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	x-x	30.72	5.65	1.68	127875.65	139.88	139.88	CV
	y-y	26.68	5.65	1.68	127875.65	121.49	121.49	CV
Appuis		18.075	5.65	1.68	127875.65	82.30	82.30	CV

❖ Schéma de ferrailage du radier :

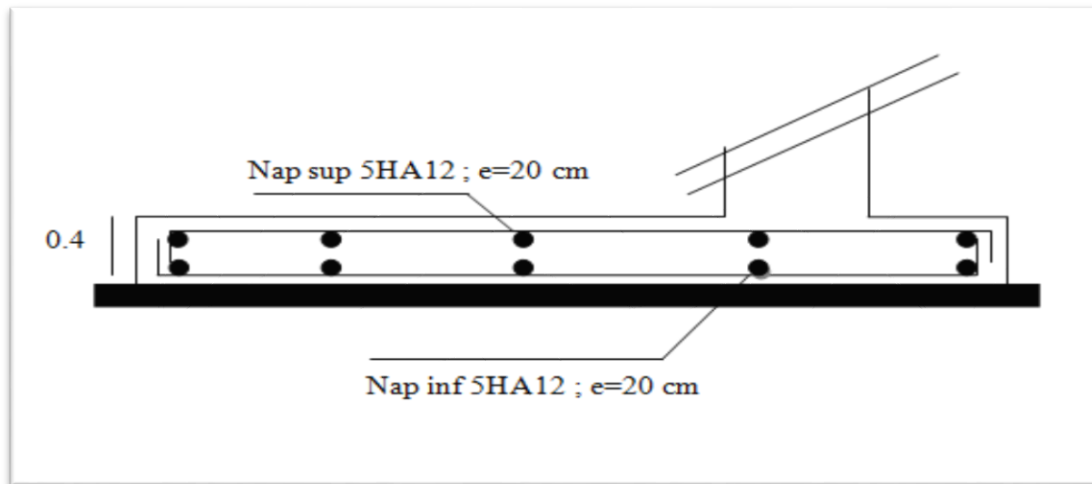


Figure VI .5 : Disposition d'armatures du radier.

VI.2.6. Etude des nervures :

VI.2.6.1. Définition :

Les nervures sont des poutres en T servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.2.6.2. Dimensionnement des poutrelles:

❖ Calcul de la largeur de la nervure :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.5h \quad \text{avec : } h = 130 \text{ cm}$$

$$39 \text{ cm} \leq b_0 \leq 65 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 65 \text{ cm}$

❖ Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} - b_0 \\ \frac{L}{10} \\ \frac{7}{8} h_r \end{array} \right.$$

- ✓ L : longueur de la nervure ($L = 11.05 \text{ m}$).
- ✓ L_0 : Longueur entre les nervures (entre axes : $L_0 = 5.2 \text{ m}$)

$$b_1 = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 2 \times 0.35 + 0.4 = 1.1 \text{ m}$$

On adoptera donc les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 110 \text{ cm} \\ b_0 = 65 \text{ cm} \\ h_t = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

➤ Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{qu}{2} \left[\left(1 - \frac{Pg^2}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{Pd^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{qu}{2} \left[\left(1 - \frac{Pg}{1} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{Pd}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

➤ Charges triangulaires:

Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

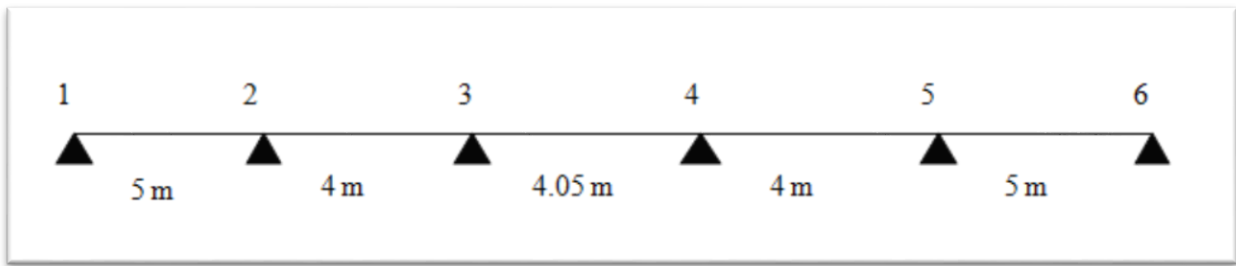
$$Q_m = Q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée :

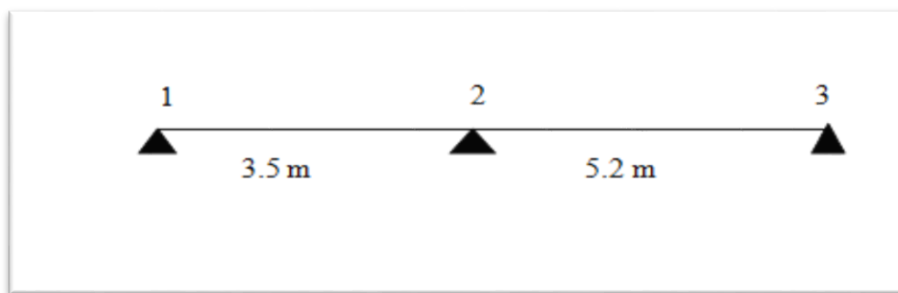
$$q_m = \frac{2}{3} \times P \times L_x$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times P \times L_x$$

✓ Sens x-x :

**Figure VI .6 :** La nervure dans le sens x-x.

✓ Sens y-y :

**Figure VI .7 :** La nervure dans le sens y-y.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 3 : La charge de nervure à l'ELU et ELS selon xx.

travée	L (m)	qm (KN/ m)	
		ELU	ELS
1-2	5	163.56	121.26
2-3	4	130.85	97.01
3-4	4.05	132.49	98.226
4-5	4	130.85	97.01
5-6	5	163.56	121.26

Tableau VI. 4 : La charge de nervure à l'ELU et ELS selon y-y.

travée	L (m)	qm (KN/ m)	
		ELU	ELS
1-2	3.5	114.49	84.88
2-3	5.2	170.109	126.117

❖ Principe de calcul :

➤ Notation de longueur :

 $L' = 0.8L$: Travée intermédiaire $L' = L$: Travée de rive

➤ Moment en appuis :

Pour l'appui intermédiaire :

$$M_a = \frac{P_g \times L_g'^3 + P_d \times L_d'^3}{8.5 \times (L_g' + L_d')}$$

Pour l'appui de rive :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{avec: } M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

➤ Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (L - x)$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

✓ M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI. 5 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon xx.

Travée 1	ELU			ELS	
	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)	V max KN	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)
	7.6.67	111.177	141.07	56.84	82.418

Tableau VI. 6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon yy.

Travée 1	ELU			ELS	
	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)	V max KN	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)
	45.078	139.17	146.71	33.42	103.176

VI.2.6.3. Ferrailage des nervures :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M(KN.m)	μ	α	Z(cm)	Acal(cm ²)	Le Choix	Aadop(cm ²)
x-x	Travée	111.177	0.0052	0.0065	11.66	2.73	6HA12	6.79
	Appuis	76.67	0.003	0.0044	11.67	1.88	6HA12	6.79
y-y	Travée	139.17	0.0065	0.008	11.66	4.42	6HA14	9.24
	appuis	45.078	0.0021	0.0026	11.68	1.1	6HA12	6..79

❖ Vérification de l'effort tranchant : (BAELA.5.1. 1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau} 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{141.07}{110 \times 11.7} = 0.109 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{146.71}{110 \times 11.7} = 0.113 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est nuisible, alors :

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

➤ Sens x-x :

$$\tau_u = 0.109 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sens y-y :

$$\tau_u = 0.113 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification à l'ELS :

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des nervures :

Tableau VI. 8 : Vérification des nervures à l'ELS.

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{adm}}$ $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{adm}}$
x-x	Travée	82.418	6.79	2.39	1325769.1	0.014	86.81	CV
	Appui	56.84	6.79	2.39	1325769.1	0.010	59.87	CV
y-y	Travée	103.17	9.24	15.95	1565442.7	0.105	99.94	CV
	Appui	33.42	6.79	2.39	1325769.1	0.006	37.76	CV

❖ Schéma de ferrailage des nervures :

➤ Sens x-x :

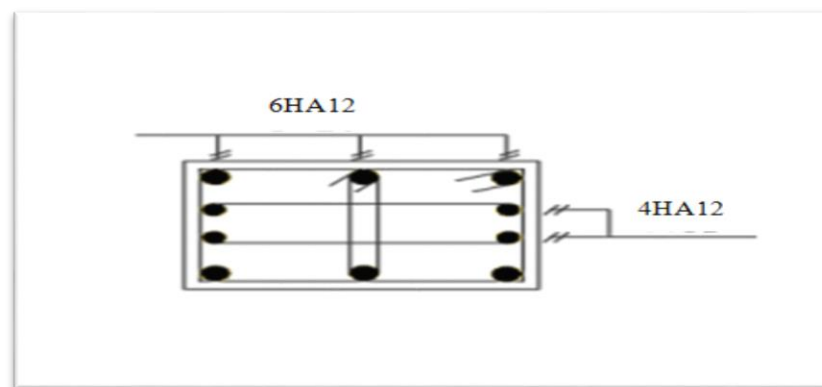


Figure VI .8 : Ferrailage de nervure en appui et en travée

➤ Sens y-y :

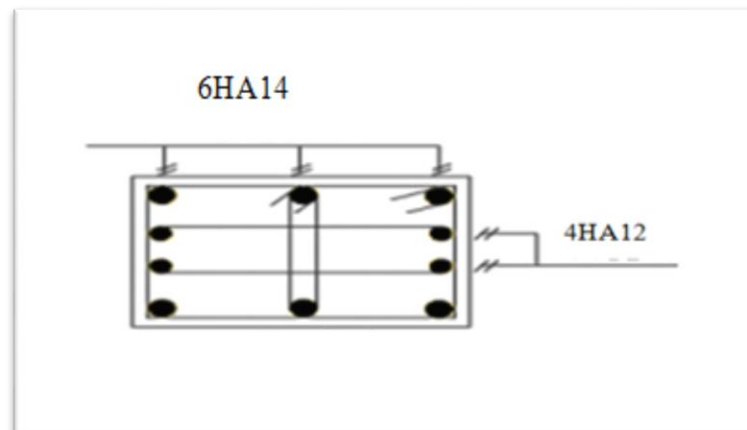


Figure VI .9 : Ferrailage de nervure en travée.

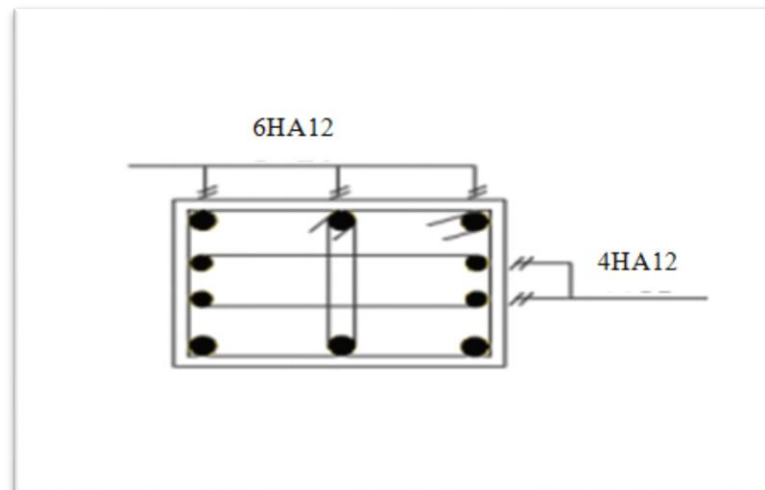


Figure VI .10 : Ferrailage de nervure en appuis.

❖ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(12 ; \frac{1300}{35} ; \frac{650}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$$Et : A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales : **St=20 cm**

❖ Armatures de peau :

Des armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, D'après le CBA93 (Art A.7.3) leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. La quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Nous avons :

$$\checkmark \quad h = 130\text{cm}$$

$$A_p = 3 \times 1.30 = 3.9 \text{ cm}^2/\text{face}$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²/face (2HA12 par Paroi)

VI.3. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé au dimensionnement des fondations, dont le quel on a opté pour un radier général. Ce choix va permettre au bâtiment de transmettre ces charges au sol d'une manière uniforme, ainsi que les tassements ne seront pas différentielle.

Puis, nous avons passé à l'étude de dimensionnement ainsi qu'au ferrailage d'armature de peau, Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

J'ai compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

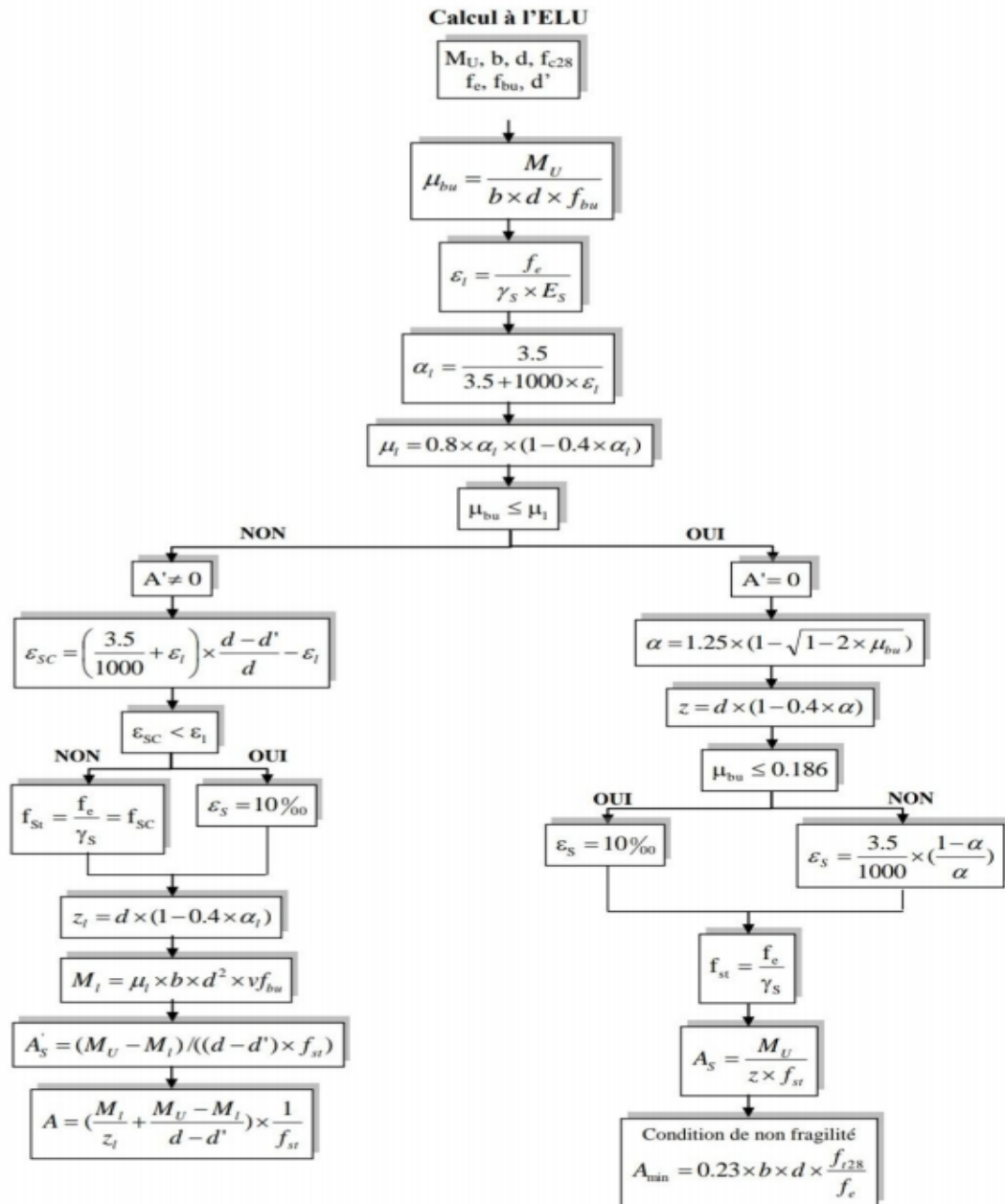
Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une première expérience et m'a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique m'a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

LES REFERENCES :

- [1] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation,
- [4] RPA99/version2003, Règles Parasismiques Algériennes, règlement 2003.
- [5] BAKHTA Aissa, Etude d'un bâtiment en R+9 étages et deux sous sols à usage multiple (Parking, commerce, administratif)
- [6] HAMLAT Koussaila. YAHIAOUI Souad, Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation Contreventé par des voiles porteurs.
- [8] ADLI RAFIK, Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS- SOL) à usage multiple contreventé par un système mixte (voiles-portiques)
- [9] LAOUIRA Soumia, Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventé par système (voiles portiques)
- [10] HAMIDI Maria, Etude d'un bâtiment R+8+1S/SOL à usage d'habitation et commercial contreventé par voile porteur
- [11] Guettiche A .2019. Cours Master génie civil. Centre universitaire Abdelhafidboussouf Mila.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	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	0.0465	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 Ø en mm

Ø	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