



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique
Université A. MIRA -Bejaïa-

Faculté de Technologie
Département Génie civil

Mémoire de Fin de cycle
En vue de l'obtention du diplôme
MASTER en génie civil

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+6+02Entresols) à
usage d'habitation contreventé par un système
mixte (Voiles-Portiques)*

Présenté par :

YAHIAOUI Amina et YAHIAOUI Djaouida

Devant le jury composé de :

Mr BOUZIANE	/	Président
M ^r BOUROUBA	/	Encadrant
Mme DJEROUDE	/	Examineur

Année universitaire 2021/2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon dieu qui nous a donné la santé la volonté, le courage et la patience pour mener ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadrant Mr : BOUROUBA pour son aide, sa patience, sa compétence et ses conseils précieux et grâce à son appui on a achevé ce modeste travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.



Amína & Djaouída-

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents YUCEF et RACHIDA et à ma grand-mère MIASSA, qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail et qui m'ont donné la force à aller de l'avant durant toute ma vie, grâce à eux que je suis arrivée là, qu'allah vous bénisse

A mes adorables sœurs KATIA et MELLISSA

A ma tante NADJIA et son mari OMAR qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient

A mes grands parents

A toutes mes chères tantes et leurs enfants

A ma très chère petite ELINA qu'allah te protège

A mes copine DIDA, SONIA et RACHIDA

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin

Enfin à tous ce qui me sont très chers



- Amína -

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur
amour, leur soutien tout au long de mes études*

A mon frère et à mes sœurs Karim, Nadia, Linda et Imen

A mon adorable Z.Larbi

*A tous les membres de ma famille et sans oublier mes
camarades de la promotion GC et à tous mes amis*

 *Djaouida-*

Sommaire

Sommaire

Remerciements

Dedicace

Sommaire

Symboles et notations

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction generale..... 1

Chapitre I

Generalites

Introduction	4
I.1. Description de l'ouvrage	4
I.2. Données géotechniques du site	4
I.3. Caractéristiques géométriques.....	4
I.4. Choix structurel	5
I.5. Description de l'ossature	5
I.5.1. Les planchers.....	5
I.5.2. Les escaliers	5
I.5.3. Maçonnerie.....	5
I.5.4. L'acrotère	5
I.6. Réglementations et normes utilisées	5
I.7. Caractéristique mécanique des matériaux	6
I.7.1. Béton	6
I.7.1.1. Résistance du béton à la compression	6
I.7.1.2. Résistance du béton à la traction	6
I.7.1.3. Condition limites	7
I.7.1.4. Module d'élasticité longitudinale.....	8
I.7.1.5. Le coefficient de Poisson	8
I.7.1.6. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (BAEL91 article A.5.1.211)	9
I.7.2. Aciers	9
I.7.2.1. Contraintes de calcul aux états limites	9
I.8. Actions et sollicitations	10
I.8.1. Actions	10
I.8.2. Sollicitations.....	11
I.9. Combinaisons d'action données par le RPA	11

Sommaire

Chapitre II

Pre-dimensionnement des elements

Introduction	13
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	13
II.1.1. Les planchers	13
II.1.1.1. Planchers à corps creux.....	13
II.1.1.2. Les planches en dalle pleines	14
II.1.2. Les escaliers	17
II.1.3. Les voiles	18
II.1.4. Les poutrelles	19
II.2. Évaluation des charges et des surcharges	20
II.3. Les poteaux	23
II.4. Descente de charge	24
II.4.1.1. Vérifications à faire.....	28
Conclusion.....	30

Chapitre III

Etude des elements secondaires

Introduction	32
III.1. Calcul des planchers	32
III.1.1. Planchers à corps creux	32
III.1.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	32
III.1.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles.....	36
III.1.1.3. Evaluation des efforts tranchants.....	39
III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	40
III.1.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	50
III.1.1.6. Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)	50
III.1.2. Dalles pleines.....	51
III.1.2.1. Calcul des sollicitations	52
III.1.2.2. Calcul du ferrailage	52
III.2. Etude des escaliers.....	55
III.2.1. Evaluation des charge.....	55
III.2.2. Calcul des sollicitations	55
III.2.3. Calcul de ferrailage.....	57
III.2.4. Calcul d'armature a la torsion	61

Sommaire

III.2.5. Calcul des armatures transversales	61
III.3. Calcul de la poutre de chainages	63
III.3.1. Calcul des sollicitations	63
III.3.2. Le ferrailage à l'ELU.....	63
III.3.3. Schéma de ferrailage	65
III.3.4. Etude de l'ascenseur	65
III.3.4.1. Définition.....	65
III.3.4.2. Etude de la dalle de salle machine (local)	66
III.3.4.3. Ferrailage	67
III.3.4.4. Calcul à l'ELS	69
III.3.4.5. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	70
III.4. Etude de l'acrotère.....	72
III.4.1. Calcul des sollicitations	74
III.4.2. Ferrailage de l'acrotère.....	76

Chapitre IV

Etudes dynamique

Introduction	80
IV.1. Modélisation.....	80
IV.1.1. Description de logiciel ETABS	80
IV.1.2. Le choix de type de contreventement.....	81
IV.2. Méthode de calcul	81
IV.2.1. La méthode statique équivalente	81
IV.2.2. La méthode modale spectrale	81
IV.3. Spectre de réponse de calcul	83
IV.3.1. Définition du spectre de réponse de calcul.....	83
IV.3.2. Analyse modale	85
IV.4. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003	86
IV.4.1. Période de vibration et participation massique.....	86
IV.4.2. Justification de l'interaction voiles-portiques	88
IV.4.2.1. Sous charges verticales.....	88
IV.4.2.2. Sous charges horizontales	89
IV.4.3. Effort normal réduit.....	90
IV.4.4. Vérification du dépassement inter étage	90
IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	92

Sommaire

Conclusion.....	93
Chapitre V	
Etude des elements structuraux	
Introduction	96
V.1. Etude des poteaux	96
V.1.1. Recommandation du RPA 99/ version 2003	96
V.1.2. Ferrailage des poteaux	98
V.1.2.1. Ferrailage longitudinal.....	98
V.1.2.2. Ferrailage transversal.....	100
V.1.3. Vérifications relatives aux poteaux	102
V.1.3.1. Vérification des armatures transversales	102
V.1.3.2. Vérification au flambement	102
V.1.3.3. Vérification des contraintes	103
V.1.3.4. Vérification au cisaillement.....	103
V.1.3.5. Dispositions constructives 88888	104
V.1.4. Etude des poutres.....	105
V.1.4.1. Recommandations du RPA 99/2003.....	106
V.1.4.2. Les sollicitations maximales et ferrailage dans les poutres.....	107
1.1.1.1 Armatures longitudinales.....	107
V.1.4.3. Armatures transversales.....	107
V.1.4.4. Vérifications [BAEL 91]	108
V.2. Etude des voiles	113
V.2.1. Recommandation du RPA99 version 2003	113
V.2.1.1. Ferrailage des voiles	115
V.2.1.2. Sollicitations dans les voiles.....	116
Conclusion.....	123
Chapitre VI	
Etude de l'infrastructure	
Introduction	125
VI.1. Combinaison de calcul	125
VI.2. Reconnaissance du sol.....	125
VI.3. Choix du type de fondation	126
VI.3.1. Vérification de la semelle isolée	126
VI.3.2. Vérification de la semelle filante	126

Sommaire

VI.3.3. Radier général.....	126
VI.3.3.1. Caractéristiques géométrique du radier	126
VI.3.3.2. Dimensions du radier.....	127
VI.3.3.3. Vérifications nécessaires	128
VI.3.3.4. Ferrailage du radier général.....	129
VI.3.3.5. Les nervures	131
VI.4. Études du voile périphérique.....	134
VI.4.1. Dimensionnement des voiles.....	134
VI.4.2. Calcul du ferrailage	135
VI.4.2.1. Vérifications à l'ELU	136
Conclusion.....	139
Conclusion generale.....	140
Liste bibliographie.....	142
Annexes.....	144

Symboles et notations

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

Comprimée de la section de béton

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours

E_s : Module de Young de l'acier

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f : Longueur de flambement.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

Symboles et notations

- N_u : Effort normal de calcul ultime
- P : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- q : Charge permanente unitaire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- V_u : Effort tranchant de calcul ultime
- y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
- a_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).
- ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
- ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
- η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
- σ : Contrainte normale (*sigma*).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
- σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- τ : Contrainte tangente (*tau*).
- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- ν : Coefficient de poisson (*nu*).
- Φ : Coefficient de fluage (*phi*).
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1: Pré dimensionnement de différentes poutres.....	16
Tableau 2: Dimensionnement d'escalier étage courant.....	18
Tableau 3: Dimensionnement d'escalier d'entresol 2	18
Tableau 4: Le pré dimensionnement des voiles.....	19
Tableau 5: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	20
Tableau 6: Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	21
Tableau 7: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine	21
Tableau 8: Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	22
Tableau 9: Evaluation des charges revenant au palier.....	22
Tableau 10: Évaluation des charges revenant au palier.....	22
Tableau 11: Évaluation des charges revenant à l'acrotère	23
Tableau 12: Section des poteaux pour les différents niveaux	23
Tableau 13: Descente de charge du poteau B4.....	26
Tableau 14: Résumé de la vérification à la résistance à la compression des poteaux.....	29
Tableau 15: Résumé de la vérification au flambement des poteaux	29
Tableau 16: Les Types de poutrelles	35
Tableau 17: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles	36
Tableau 18: Charge qui revient sur le plancher et sur les poutrelles et combinaison d'action	36
Tableau 19: Sollicitation maximal des différents types de poutrelles.....	39
Tableau 20: Les Sollicitations les plus défavorables.....	40
Tableau 21: Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.....	49
Tableau 22: Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.....	49
Tableau 23: Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessibles.....	49
Tableau 24: Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessibles (niveau 11).....	49
Tableau 25: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	51
Tableau 26: Résultats de ferrailage de la dalle pleine :	52
Tableau 27: Vérification des états limites de compression du béton	54
Tableau 28: Vérification de la flèche dans la dalle pleine.....	54
Tableau 29: Ferrailage d'escalier	57
Tableau 30: Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	58

Liste des tableaux

Tableau 31: Evaluation de la flèche dans l'escalier.	59
Tableau 32: Ferrailage de la poutre brisée.....	60
Tableau 33: Vérification a l'ELS de la poutre brisée	62
Tableau 34: Calcule des armatures poutre de chaînage.....	63
Tableau 35: Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage	64
Tableau 36: Vérification de la flèche sur la poutre de chaînage	65
Tableau 37: Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.....	68
Tableau 38: Contraintes sur la dalle d'ascenseur	69
Tableau 39: Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	71
Tableau 40: Charge permanente revenant à l'acrotère	74
Tableau 41: Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère	74
Tableau 42: Valeur des pénalités.....	82
Tableau 43: Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	86
Tableau 44: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	86
Tableau 45: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	88
Tableau 46: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans le sens xx	89
Tableau 47: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans le sens yy	
Erreur ! Liaison incorrecte.....	89
Tableau 48: Vérification de l'effort normal	90
Tableau 49: Le déplacement inter étage dans le sens X-X.....	91
Tableau 50: Le déplacement inter étage dans le sens Y-Y	91
Tableau 51: Vérification de l'effet $p-\Delta$ sens X-X	92
Tableau 52: Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens Y-Y	92
Tableau 53: Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	97
Tableau 54: Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux	98
Tableau 55: Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux	99
Tableau 56: Ferrailage transversale des poteaux	101
Tableau 57: Vérification des armatures transversales pour chaque étage	102
Tableau 58: Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	102
Tableau 59: Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	103
Tableau 60: Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	104
Tableau 61: Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99	107

Liste des tableaux

Tableau 62: Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	107
Tableau 63: Vérifications des contraintes tangentielles	109
Tableau 64: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	109
Tableau 65: Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	110
Tableau 66: Moment résistants dans les poteaux	112
Tableau 67: Moments résistants dans les poutres.....	112
Tableau 68: Vérification de la zone nodale	113
Tableau 69: Voiles Vx1 : L=1.35m	116
Tableau 70: Voiles Vx3 : L=0.8m	116
Tableau 71: Voiles Vy1 : L=1.7m	116
Tableau 72: Voiles Vy2 : L=1.2m	117
Tableau 73: Tableaux de ferrailage	119
Tableau 74: Ferrailage du voile Vx1 = 1.35 m.....	119
Tableau 75: Ferrailage du voile Vy1 = 1.7 m.....	120
Tableau 76: Ferrailage du voile Vx1 = 1.35m.....	121
Tableau 77: Ferrailage de radier	130
Tableau 78: Vérification des contraintes à l'ELS.....	131
Tableau 79: Ferrailage de nervure sens XX	131
Tableau 80: Ferrailage de nervure sens YY	131
Tableau 81: Les vérifications à l'ELS sens XX	132
Tableau 82: Les vérifications à l'ELS sens YY	133
Tableau 83: Sections d'armatures du voile périphérique	136
Tableau 84: Vérification des contraintes dans les voiles périphériques	138

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU	7
Figure 2 : Diagramme contrainte déformation (droite)	8
Figure 3 : Diagramme contraintes-déformations (acier)	10
Figure 4 : Disposition des Poutrelles étage courant	13
Figure 5 : Plancher à corps creux	14
Figure 6 : Schéma dalle pleine a 4 appuis	15
Figure 7 : Schéma d'un escalier	17
Figure 8 : Schéma statique de l'escalier étage courant.....	18
Figure 9 : Coupe verticale de voile.....	19
Figure 10 : Schéma d'une poutrelle en T	20
Figure 11 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées. .	33
Figure 12 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	34
Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	34
Figure 14 : Schéma statique poutrelle type 3	37
Figure 15 : Schéma ferrailage de la dalle de compression	50
Figure 16 : Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis	55
Figure 17 : Schéma statique de l'escalier	56
Figure 18 : Schéma ferrailage de l'escalier (étage courant).....	59
Figure 19 : Schéma statique de la poutre brisée	60
Figure 20 : Ferrailage de la poutre brisée	62
Figure 21 : Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage	65
Figure 22 : Schémas représentant la surface d'impact	66
Figure 23 : Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie	70
Figure 24 : Dimensions de l'acrotère	73
Figure 25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	78
Figure 26 : Schéma de la structure ne 3D.....	80
Figure 27 : Disposition des voiles (plancher étage courant)	84
Figure 28 : 1 er mode de translation suivant le sens X-X	85
Figure 29 : 2 ^{ème} mode de translation suivant le sens Y-Y	85
Figure 30 : Figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model	88
Figure 31 : Zone nodale.....	97
Figure 32 : Schémas de ferrailages des poteaux.....	105

Liste des figures

Figure 33 : Schema de ferrailage des poutres.....	111
Figure 34 : Répartition des moments dans la zone nodale	112
Figure 35 : Schéma de ferrailage du voile vy1(RDC et étages courants)	122
Figure 36 : Schéma de ferrailage du voile vy1 (entresol 01 et 02)	122
Figure 37 : Schéma de ferrailage du voile vx1(RDC et étages courants)	122
Figure 38 : Schéma de ferrailage du voile vx1 (entresol 01 et 02)	123
Figure 39 : En appuis sens XX	133
Figure 40 : En appuis sens yy	133
Figure 41 : En travée sens xx	134
Figure 42 : En travée sens yy	134
Figure 43 : Répartition des contraintes sur le voile	134
Figure 44 : Diagramme des Contraintes qui agissent sur le voile périphérique	135
Figure 45 : Schéma de ferrailage du voile.....	139

Introducción General

L'analyse approfondie des structures touchées par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou de malfaçons d'excusions généralement criardes

Pour cela on ne doit se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation de l'édifice de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts

Le choix d'un system de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage et les contraintes architecturales

Notre cycle de formation en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment en béton armé (RDC+6+02 entresols) contreventé par un système mixte (voiles et portique), d'où les calculs doivent garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers

Notre travail est organisé en six chapitres

- Le premier chapitre consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux
- Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique et sismique du bâtiment menée en unissant le logiciel de calcul par éléments finis ETABS

Introduction Générale

- Le calcul de ferrailage des éléments porteurs principaux par exploitations des résultats extras du logiciel ETABS, consiste l'objet du chapitre cinq
- Enfin le sixième chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure

L'ensemble des chapitres présentes ici, ont pour finalité la réalisation d'une structure parasismique qui va être illustré tout au long de notre travail.

Chapitre I
Généralités

Introduction

Toute réalisation d'une structure en génie civil nécessite des connaissances concernant la structure elle-même, son importance, son usage, sa localisation...etc. Et aussi l'ingénieur doit avoir des prés requis sur les matériaux utilisés pendant l'étude.

Donc, ce chapitre est consacré pour la description de l'ouvrage. On va voir aussi un aperçu sur les matériaux ainsi les différents règlements suivis pendant notre étude.

I.1. Description de l'ouvrage

L'objet à étudier est un R+6 avec 02 entresols et terrasse inaccessible à usage multiple (commercial et habitation). La structure est implantée à l'ouest de chef-lieu de la commune d'oued Ghir (Ighzer Ouzarif), wilaya de Bejaïa, qui est classée selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003 article3.1 en zone IIa (moyenne sismicité).

I.2. Données géotechniques du site

D'après la conclusion générale du rapport de sol :

- De point de vu géologique : les coupes lithologiques des cinq (05) sondages mettent en évidence l'existence d'une formation marneuse, de bonnes consistances, surmontées par une formation argileuse carbonatée, d'épaisseur variable atteignant 11 m en amont du site
- De point de vu géotechnique : les résultats des essais aux pénétrations dynamiques ont montré un sol moyennement compact à compact en profondeur.
- La contrainte admissible préconisée est de 03 bar.
- L'ancrage des fondations est à partir de 2.00m, le sol d'assise est formé par l'Argile marneuse de couleur brunâtre.

Le site est formé par l'argile marneuse de couleur brunâtre, d'après RPA 99/ version 2003, on le classe comme site de catégorie S2 (site ferme)

Notre ouvrage est de groupe d'usage 02 (importance moyenne) d'après RPA 99/version 2003 l'article 3.2

I.3. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Longueur en plan..... $L_x=21\text{m}$
- Largeur en plan..... $L_y=15.7\text{m}$
- Hauteur total du bâtiment..... $H=29.26\text{m}$
- Hauteur de l'entre sol 01..... $H_{es1}=3.74\text{m}$
- Hauteur de l'entre sol 02..... $H_{es2}=2.89\text{m}$
- Hauteur du RDC..... $H_{rdc}=2.89\text{m}$

- Hauteur des étages courants..... $H_{ec}=2.89m$

I.4. Choix structurel

Notre structure dépasse les 14m de hauteur en zone II_a, donc d'après le Règlement Parasismique Algérien article (3.4.a) notre système de contreventement doit comporter des voiles.

I.5. Description de l'ossature

I.5.1. Les planchers

Ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

I.5.2. Les escaliers

Escaliers droit à deux volées symétriques réalisées en béton armé, coulé sur place.

I.5.3. Maçonnerie

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces, l'isolation thermique et acoustique.

I.5.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.

I.6. Réglementations et normes utilisées

L'étude du projet sera faite conformément aux réglemements suivants :

- DTR BC 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
- DTR BC 2.48 : Règles parasismique Algériennes. RPA99/version 2003
- Le BAEL 91 : Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR-BC2.331 : Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.7. Caractéristique mécanique des matériaux

I.7.1. Béton

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

I.7.1.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ Si } j \leq 28j \text{ (CBA93 article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ Si } j > 28j \end{array} \right.$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28j \text{ (CBA93 article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28j \end{array} \right.$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.7.1.2. Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \text{ si } f_{t28} > 60 \text{ MPa}$$

I.7.1.3. Condition limites

I.7.1.3.1. Contrainte limite à l'ELU

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article : A.4.3.4.1})$$

Avec :

➤ γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

➤ θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

✓ Diagramme des contraintes- déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du Second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

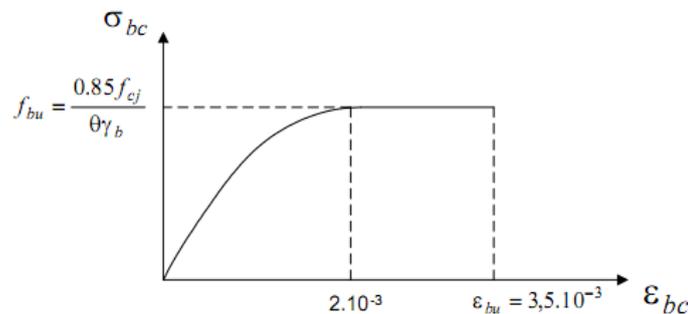


Figure 1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

I.7.1.3.2. Contrainte limite à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

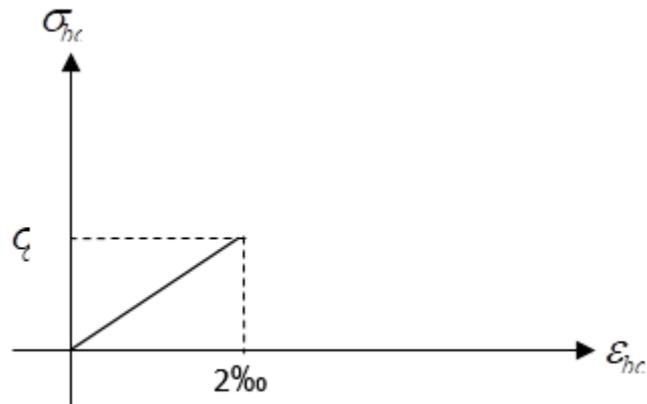


Figure 2 : Diagramme contrainte déformation (droite)

Pour notre cas $f_{c28} = 25MPa$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

I.7.1.4. Module d'élasticité longitudinale

➤ **A court terme :(module de déformation instantanée)**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

➤ **À long terme :(module de déformation différée)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

I.7.1.5. Le coefficient de Poisson

Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale.

v = Déformation Transversale/Déformation Longitudinale

- A l'ELU : v = 0 (béton fissuré)
- A l'ELS : v = 0,20 (béton non fissuré). CBA93 (Art : A. 2. 1)

I.7.1.6. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

- $\bar{\tau} = \min(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa)$ Pour fissuration peu nuisible
- $\bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$ Pour fissuration nuisible

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = 3.33Mpa \\ \bar{\tau} = 2.50Mpa \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible.} \\ \text{fissuration préjudiciable} \end{array}$$

I.7.2. Aciers

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.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.7.2.1. Contraintes de calcul aux états limites**I.7.2.1.1. Etat Limite Ultime**

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

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

E_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPA.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

➤ **Diagramme des contraintes – déformations (acier) (CBA93 article A.2.2.2)**

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

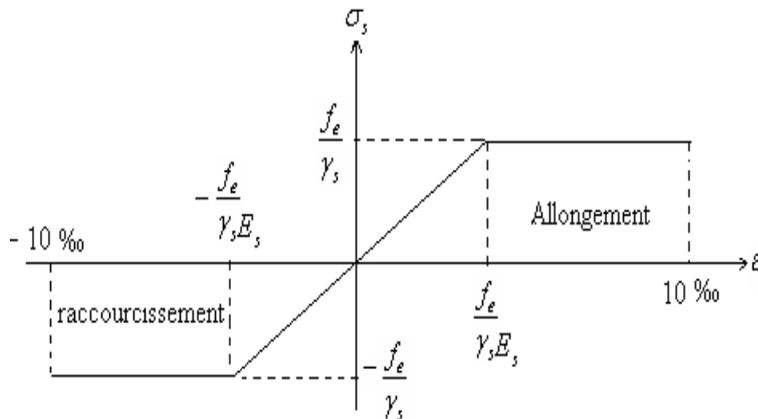


Figure 3 : Diagramme contraintes-déformations (acier)

I.7.2.1.2. Etat limite de service

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min (2 / 3 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) = 201,63 \text{ MPa}$.

Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min (1 / 2 f_e; 90 \sqrt{\eta} f_{tj}) = 164,97 \text{ MPa}$.

I.8. Actions et sollicitations

I.8.1. Actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc...) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc...), on distingue trois types d'action :

- **Actions permanentes (G) :** Des actions en générale dues ou poids propre, il convient de tenir compte de tous les éléments (revêtements, étanchéité, cloisons, poussés des terres, etc.), leur intensité est constante.
- **Actions variables (Q) :** Des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, on distingue notamment :

- Surcharges d'exploitations.
- Charges climatiques.
- **Actions accidentelles** : Des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement, et avec une faible durée d'application (séisme, explosion, choc...etc.).

I.8.2. Sollicitations

Ce Sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.9. Combinaisons d'action données par le RPA

D'après la réglementation en vigueur les combinaison d'action utilisées dans notre projet sont :

- **Situations durables** : $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$
 - **Situations accidentelles** :
- $$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les poteaux des structures auto - stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Chapitre II
Pré-dimensionnement des
éléments

Introduction

Ce chapitre on le consacre pour le pré dimensionnement, qui a pour but de déterminer les sections préliminaires des différents éléments de la structure tout en respectant les règles qui régissent le génie civil.

II.1. Prédimensionnement des éléments secondaires



Figure 4 : Disposition des Poutrelles étage courant

II.2.1. Les planchers

Ce sont des aires, généralement planes destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il y'a deux types :

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Sont des planchers constitués de corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots(\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec: $L_{max}=500-30=470\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88\text{cm soit } h_t=24\text{cm (} h_{cc}=20\text{cm et } h_0=4\text{cm)}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4) = 24\text{cm}$

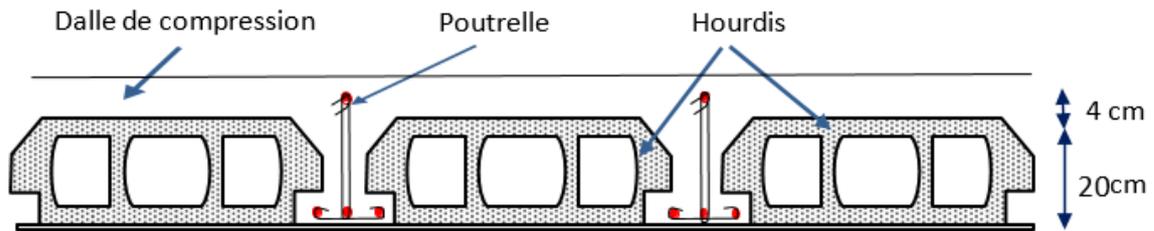


Figure 5 : Plancher à corps creux

II.2.1.2. Les planches en dalle pleines

Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant de trois critères :

a. Résistance au feu (CBA93)

- ✓ $e \geq 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 14\text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu
- ✓ $e \geq 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

Avec : e = épaisseur de la dalle

b. résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- ✓ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{lx}{20}$.
- ✓ Pour une dalles hyperstatique (4 appuis) et trois appuis avec $\rho \leq 0.4 \rightarrow \frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$
- ✓ Pour une dalle hyperstatique (4 appuis) et trois appuis avec $\rho \geq 0.4 \rightarrow \frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

Avec $\rho = \frac{lx}{ly}$

L_x : est la plus petite portée

L_y : la plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de la dalle.

c. Isolation phonique

Selon les règles technique (CBA93) l'épissures doit être : $e \geq 13\text{ cm}$

II.2.1.2.1. Types de dalles pleines

Dalle sur quatre appuis

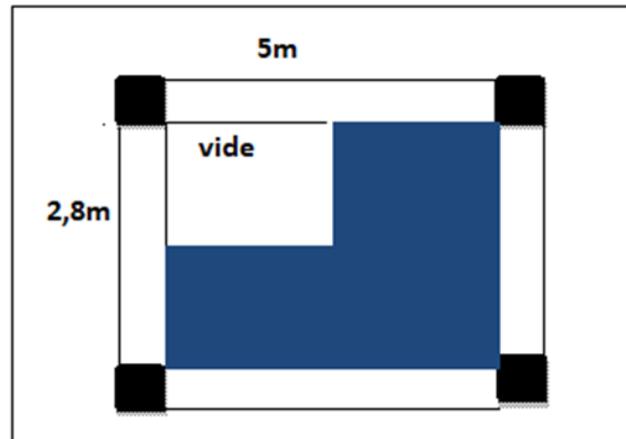


Figure 6 : Schéma dalle pleine a 4 appuis

$$L_x = 2.8\text{m}; L_y = 5\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.8}{5} = 0,69$$

$$\rho \geq 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$$

$$6.22\text{cm} \leq e \leq 7\text{cm}$$

Soit $e = 7\text{cm}$

D'après le critère (isolation phonique) on prend $e = 15\text{ cm}$

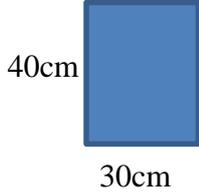
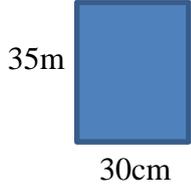
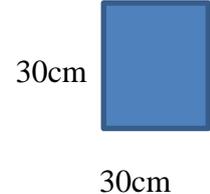
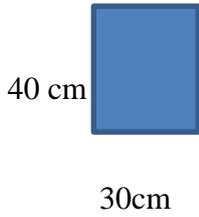
II.2.1.2.2. Les poutres

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaire ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré dimensionnement est déterminées selon les conditions de (BAEL91).

Les poutres principales : sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Les poutres secondaires : sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Tableau 1: Pré dimensionnement de différentes poutres

	Pré dimensionnement	Schémas
Poutres Principales	$\frac{l_{max}}{15} < h < \frac{l_{max}}{10}$ AN : $L_{max}=585-30=555\text{cm}$ $37 < h < 55.5$ Après les vérifications nécessaires : On adopte : h = 40cm. b =30cm.	
Poutres secondaires	$\frac{l_{max}}{15} < h < \frac{l_{max}}{10}$ AN : $L_{max}=500-30=470\text{ cm}$ $31.33 < h < 47$ Après les vérifications nécessaires : On adopte : h=35cm. b=30cm	
Poutres de Chainage	$\frac{l_{max}}{15} < h < \frac{l_{max}}{10}$ AN: $L_{max}=385-30=355\text{cm}$ $23.67 < h < 35.5$ Après les vérifications nécessaires : On adopte: h = 30cm. b = 30cm	
Poutre Brisée	$\frac{l_{max}}{15} < h < \frac{l_{max}}{10}$ AN : $L_{max}=325-30=295\text{cm}$ $19.67 < h < 29.5$ Après les vérification nécessaire : On adopte : b=30cm h=40cm	

▪ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h \geq 30\text{cm};$ condition vérifiée.

$h/b < 4$ condition vérifiée.

II.2.2. Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisée en béton armée coulé sur place, permettent le passage d'un niveau a un autre.

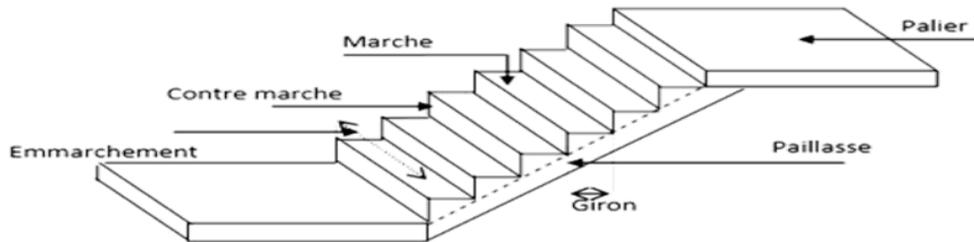


Figure 7 : Schéma d'un escalier

- **Dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$ (1).

H_0 : Demi hauteur d'étage.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

g : Le giron se situe entre 25 et 32 cm.

n : Nombre de contres marche.

$n-1$: Nombre de marche.

h : la hauteur de contre marche se situe entre 14 et 18 cm.

- **Les caractéristiques techniques**

Dans notre projet on a un type d'escalier droit

En remplaçant h et g dans la formule de BLONDEL

Tel que : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

$H_0 = 1.445\text{m}$ et $L_0 = 2.1\text{m}$

$$\frac{L_0}{(n-1)} + 2 \times \left(\frac{H_0}{n}\right) = 64\text{cm} \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$$

n : c'est la solution de l'équation

Après la résolution de l'équation on trouve :

$n = 8$ et $n - 1 = 7$

Donc : $g = 30\text{ cm}$ et $h = 18$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L=L_v +L_p$$

$$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H^2)} = 2.55m$$

$$L_p=1.3+2.15=3.45$$

$$L=6m$$

$$\frac{600}{30} \leq e \leq \frac{600}{20}$$

On prend e =21 cm

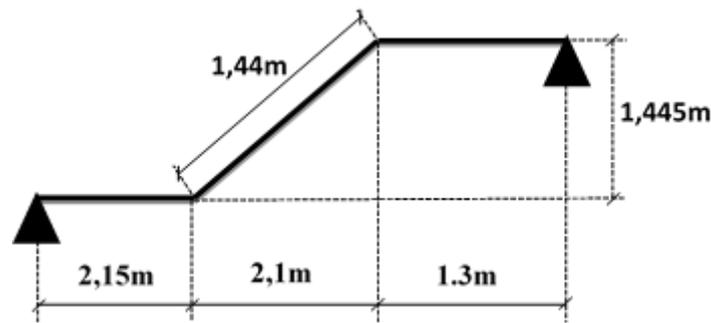


Figure 8 : Schéma statique de l'escalier étage courant

Le pré dimensionnement des escaliers est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau 2: Dimensionnement d'escalier étage courant

α°	L_0 (m)	H(m)	h(cm)	n	g (cm)	L_v (m)	L(m)	e (cm)
34,53	2,1	1,445	18	8	30	2,55	6	21

Tableau 3: Dimensionnement d'escalier d'entresol 2

α°	L_0 (m)	H(m)	h(cm)	N	g (cm)	L_v (m)	L(m)	e (cm)
41,68	2,1	1.35	23	8	30	2,81	6,26	21

II.2.3. Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement

Revient à déterminer son épaisseur (e)

Donné par le RPA99/200 :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour les voiles simples}$$

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

$$\text{Donc } e \geq \max (h_e/20; 15\text{cm})$$

He : hauteur libre du voile (hauteur d'étage -hauteur libre de la poutre principale)

e : épaisseur du voile

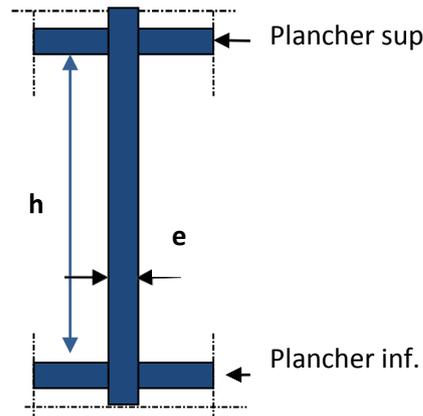


Figure 9 : Coupe verticale de voile

Tableau 4: Le pré dimensionnement des voiles

Etage	h étage (m)	he libre (m)	he/20 (m)	(e)adopté(cm)
Entresol 1	3,74	3.34	16.7	20
RDC + E courant	2,89	2,49	12,45	15

II.2.4. Les poutrelles

Sont calculées comme des sections en T, solidaires avec la dalle de compression la largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suivant :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$$

$$b_0 = (0,8 \text{ à } 1,2\text{cm}) \leftrightarrow \text{Soit } b_0 = 12\text{cm}$$

$$l_0 = 65\text{cm.}$$

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

$$h_t = 24\text{cm hauteur totale de la poutrelle}$$

Lx: Distance entre nus de deux poutrelles

Ly: Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$l_x = l_0 - b_0 \leftrightarrow L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$l_y = 325 - 30 = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} (26.5; 29.5)$$

Ce qui donne : $b=65 \text{ cm}$.

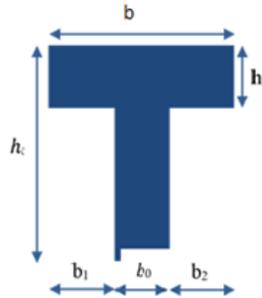


Figure 10 : Schéma d'une poutrelle en T

II.3. Évaluation des charges et des surcharges

✓ Plancher terrasse inaccessible

Tableau 5: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Description	Epaisseur(m)	Poids volumique (kn /m ³)	Poids surfacique (kn /m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Forme de pente	0.065	/	1.5
Corps creux	0.24	/	3.1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=5.93
			Q=1

✓ **Plancher étage courant à corps creux**

Tableau 6: Évaluation des charges revenant au plancher courant

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ³)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Corps creux(20+4)	0.24	/	3.1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation	0.1	10	1
			G=5.46 Q=1.5(habitation) Q=5(commercial)

✓ **Plancher en dalle pleine :**

Tableau 7: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine

Description	E(m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ³)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,04	10	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Murs intérieurs	0,1	10	1
Dalle pleine	0,13	25	3,25
Enduits en plâtre	0,02	10	0,2
G=5,61 kn Q=3,5 kn			

✓ Murs extérieurs

Tableau 8: Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ³)
Enduits en ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses 15cm	0,15	/	1,3
Briques creuses 10cm	0,1	/	0,9
Lame d'aire	0,05	/	0
Enduits en plâtre	0,02	10	0,2
G=2,76KN			

✓ Palier et volée

Tableau 9: Evaluation des charges revenant au palier

Description	Epaisseur(m)	Poids volumique (kn /m ³)	Poids surfacique (kn /m ²)
Palier	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=5.11 Q=2.5

Tableau 10: Évaluation des charges revenant au volé

Les éléments	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Paillasse	$e/\cos 34.53=0.243$	25	4.55
Carrelage horizontal	0.02	20	0.4
Carrelage vertical	$0.02(h/g)=0.012$	20	0.24
Mortier de pose H	0.02	20	0.4
Mortier de pose V	$0.02(h/g)=0.012$	20	0.24
Enduits en plâtre	0.02	10	0.2
Marches	$h/2=0.09$	22	1.98
			G=8.01 Q=2.5

✓ Acrotère

Tableau 11: Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Description	Epaisseur(m)	Poids volumique (kn /m ³)	Poids surfacique (kn /m ²)
Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
Béton	0.1	25	2.5
Enduit ciment intérieur	0.015	18	0.27
			G=3.04

II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les poutres et les planchers. Ils transmettent les charges et surcharges aux fondations.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critère de résistance à la compression simple
2. Critère de stabilité de forme (flambement)
3. Conditions de RPA en zone **IIa** qui doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$0.25 \leq b/h \leq 4$$

Avec b : petite dimension du poteau

h : Grande dimension du poteau

He: Hauteur des poteaux

On fixe les sections des poteaux au préalable comme suit :

Tableau 12: Section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Sections (m ²)	Poids propre (kn)
Entresol 1et 2	(0.55*0.50)	25.71 et 19.87
RDC et étage 1	(0.50*0.45)	16.09
Etage 2 et 3	(0.45*0.40)	13
Etage 4 et 5	(0.40*0.35)	10.11
Etage 6 et terrasse inaccessible	(0.35*0.30)	7.59

On calcule le poids propre du poteau comme suit : $G=b*h*He*25$

On a He=2.89m pour tous les niveaux, sauf l’entresol 2 qui est égal à He=3.74m

Et He=1.8m pour le dernier niveau.

II.5. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivit par les différentes actions (charges et surcharges) suivant la direction de plus haut niveau vers le plus bas.

On effectue la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

On fait le calcul pour le poteau B4 et C4.

La loi de dégression

Soit Q₀ la charge d’exploitation sur le toit couvrant la chambre de l’ascenseur

Q₁ la charge d’exploitation sur la terrasse inaccessible couvrant notre bâtiment et Q₂ ..._n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages en dessous.

On applique la loi de dégression que pour les étages à usage d’habitation

Donc on aura comme suivi :

T. Inaccessible.....	Q ₀
Niveau 9.....	Q ₀ +Q ₁
Niveau 8.....	Q ₀ +0.95*(Q ₁ +Q ₂)
Niveau 7.....	Q ₀ +0.9*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)
Niveau 6.....	Q ₀ +0.85*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
Niveau 5.....	Q ₀ +0.8*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)
Niveau 4.....	Q ₀ +0.75*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)
Niveau 3.....	Q ₀ +0.71*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)
Niveau 2.....	Q ₀ +0.6875*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)
Niveau 1.....	Q ₀ +Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉

Pour n ≥ 5

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \times (Q_1 \dots Q_n)$$

Pour le poteau B4

- **Surface afferente**
- **Etage courant**

S1=4.06m²

1.475		2.35		
VOLée S1		DP S2		2.75
PALIER				
CC S4		CC S3		2.20

$$S_v=0.885\text{m}^2$$

$$S_p=3.171\text{m}^2$$

$$S_2=2.75*2.35=6.462\text{m}^2$$

$$S_{DP}=6.4625-1.4=5.0525\text{m}^2$$

$$S_3=2.35*2.2=5.17\text{m}^2$$

$$S_4=1.475*2.2=3.245\text{m}^2$$

➤ **Etages commerciaux**

Entresol 1

$$S_1=4.06 \text{ m}^2$$

$$S_v=2.065 \text{ m}^2$$

$$S_p=1.99 \text{ m}^2$$

$$S_2=6.0425\text{m}^2$$

$$S_3=2.35*2.2=5.17\text{m}^2$$

$$S_4=1.475*2.2=3.245\text{m}^2$$

Entresol 2

$$S_1=4.06 \text{ m}^2$$

$$S_v=1.7 \text{ m}^2$$

$$S_p=2.36 \text{ m}^2$$

$$S_2=S_{DP}=6.0425\text{m}^2$$

$$S_3=2.35*2.2=5.17\text{m}^2$$

$$S_4=1.475*2.2=3.245\text{m}^2$$

▪ **Poids des planchers**

- Terrasse inaccessible (niveau 10) :

$$G=5.93*(3.245+5.17) + (5.0525*6.11)+(3.17*5.11)+(0.885*8.01)}=104.06 \text{ kn}$$

$$Q= (2.63*1) + (3.245+5.171) + (3.5*5.0525) + (2.5*(0.885+3.17))=38.87 \text{ kn}$$

- Etages courants (niveaux 3...9)

$$G=100.1\text{kn}$$

$$Q=44.45 \text{ kn}$$

- Entresol 1

G=103.55 kn

Q=69.92 kn

- Entresol 2

G=111.12 kn

Q=75.73 kn

▪ **Poids des poutres**

Poutres principales : $(0.3*0.4*25*L)=14.85$ kn

Poutres secondaires : $(0.3*0.35*25*L)=10.04$ kn

Tableau 13: Descente de charge du poteau B4

Niveau	Eléments	G (kn)	Q (kn)
Terrasse inacc	Corps creux	104.06	38.87
	Poutres principales	14.85	
	Poutres secondaires	10.04	
	Acrotère	8.03	
	Total	136.98	38.87
9	Venant de T.inacc	136.98	38.87+44.45
	Plancher niveau 9	100.1	
	Poutres principales	14.85	
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.3*0.35)	7.59	
	Total	269.56	83.32
8	Venant de niveau 9	269.56	38.87+0.95(44.45*2)
	Plancher niveau 8	100.1	
	Poutres principales	14.85	
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.3*0.35)	7.59	
	Total	402.14	123.325
7	Venant de niveau 8	402.14	38.87+0.9(44.45*3)
	Plancher niveau 7	100.1	
	Poutres principales	14.85	
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.35*0.40)	10.11	

	Total	537.24	158.885
6	Venant de niveau 7	537.24	
	Plancher niveau 6	100.1	
	Poutres principales	14.85	38.87+0.85 (44.45*4)
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.35*0.40)	10.11	
	Total	672.34	190
5	Venant de niveau 6	672.34	
	Plancher niveau 5	100.1	
	Poutres principales	14.85	38.87+0.8 (44.45*5)
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.4*0.45)	13	
	Total	810.33	216.67
4	Venant de niveau 5	810.33	
	Plancher niveau 4	100.1	
	Poutres principales	14.85	38.87+0.75(44.45*6)
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.40*0.45)	13	
	Total	948.32	238.895
3	Venant de niveau 4	948.32	
	Plancher niveau 3	100.1	
	Poutres principales	14.85	38.87+0.71(44.45*7)
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.45*0.5)	16.09	
	Total	1089.4	259.79
2	Venant de niveau 3	1089.4	
	Plancher niveau 2	111.12	
	Poutres principales	14.85	38.87+0.685(7*44.45+75
	Poutres secondaires	10.04	.73)
	Poteau (0.45*0.5)	16.09	
	Total	1241.5	303.883
1	Venant de niveau 2	1241.5	38.87+7*44.45+75.73+

	Plancher niveau 1	103.55	69.92
	Poutres principales	14.85	
	Poutres secondaires	10.04	
	Poteau (0.5*0.55)	19.87	
	Total	1389.81	495.67

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu= 2619.75kn$$

On doit majorer avec 10% car c'est un poteau à plus de deux travées, donc

$$Nu'=1.1*2619.75=2881.72 kn$$

II.5.1.1. Vérifications à faire

II.5.1.1.1. Vérification à la compression simple

Exemple de calcul :

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \leq \overline{\sigma} \equiv \frac{0.85*25}{1.5}$$

$$\text{Poteau 1 : } B = (0.55*0.50) = 0.275m^2$$

$$B \geq \frac{2881.72 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.203m^2$$

$B_{adoptée} = 0.275 m^2 > B_{calculée} = 0.203 m^2$ condition vérifiée

Les résultats de calculs pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 14: Résumé de la vérification à la résistance à la compression des poteaux

Niveau	Nu*(kn)	(a*b) (m ²)	Badoptée(m ²)	Bcal(m ²)	Observation
9	537.77	0.35*0.3	0.105	0.037	Vérifiée
8	727.88	0.4*0.35	0.14	0.051	Vérifiée
7	1059.92	0.4*0.35	0.14	0.075	Vérifiée
6	1311.92	0.45*0.4	0.18	0.092	Vérifiée
5	1560.84	0.45*0.4	0.18	0.109	Vérifiée
4	1802.43	0.5*0.45	0.225	0.126	Vérifiée
3	2046.41	0.5*0.45	0.225	0.144	Vérifiée
2	2345.03	0.50*0.55	0.275	0.165	Vérifiée
1	2881.72	0.50*0.55	0.275	0.203	Vérifiée

II.5.1.1.2. Vérification au flambement

➤ Exemple de calcul

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br * Fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{As * fe}{\gamma s} \right]$$

α : Coefficient tenant compte de l'élancement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right) \text{ Pour } 50 < \lambda < 70$$

γb : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γs : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

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

$l_f = 0.7 * l_0$ l_f : la longueur de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ avec } I = \frac{h * b^3}{12}$$

On prend $As = 1\% * Br$

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

On doit vérifier que $Br \geq Br_{cal}$

Les résultats de la vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 15: Résumé de la vérification au flambement des poteaux

Niveau	$I \cdot 10^{-3} (m^4)$	$B (m^2)$	I	λ	α	$B_{r_{calc}}$	$B_{r_{optée}}$	observation
9	1.072	0.105	0.101	20.02	0.797	0.044	0.0891	vérifiée
8	1.866	0.14	0.115	17.51	0.809	0.058	0.1254	vérifiée
7	1.866	0.14	0.115	17.51	0.809	0.072	0.1254	vérifiée
6	3.0375	0.18	0.0616	32.86	0.722	0.096	0.1634	vérifiée
5	3.0375	0.18	0.0616	32.86	0.722	0.101	0.1634	vérifiée
4	4.687	0.225	0.144	14.0486	0.823	0.11	0.2064	vérifiée
3	4.687	0.225	0.144	14.048	0.823	0.124	0.2064	vérifiée
2	6.93	0.275	0.159	12.72	0.828	0.153	0.254	vérifiée
1	6.93	0.75	0.159	16.46	0.814	0.173	0.254	vérifiée

Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des différents éléments de notre structure est effectué, et que les exigences règlementaires sont respectées, on adopte les dimensions suivantes :

On a différents types de poutre :

- Poutres principales : (30*40) cm²
- Poutres secondaires : (30*35) cm²
- Poutre brisée : (40*30) cm²
- Poutres de chaînage : (30*30) cm²

Et pour les poteaux après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité et que toute les vérifications sont faites on opte pour les sections suivantes :

- Entresol 1 et 2 : (55*50) cm²
- RDC et 1^{er} étage : (50*45) cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} étage : (45*40) cm²
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : (40*35) cm²
- 6^{ème} et Terrasse : (35*30) cm²

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine)
- Les escaliers
- Les poutres de chaînage
- L'acrotères
- L'ascenseur

III.1. Calcul des planchers

III.1.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles
- Dalle de compression

III.1.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées des poutres continues soumises à la flexion et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

✓ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour calculer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

✓ Application de la méthode

Moments en travées :

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

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$$

$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

Avec :

$\alpha = Q / (G+Q)$ degré de surcharge;

M_g : moments au niveau de l'appui gauche de chaque travée;

M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée;

Moments aux appuis ($M_a < 0$) :

-0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

-0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

-0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

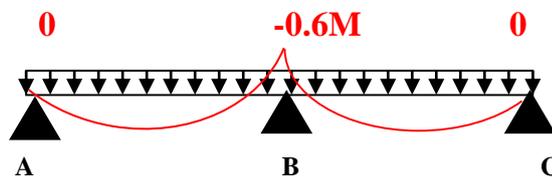


Figure III.1 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

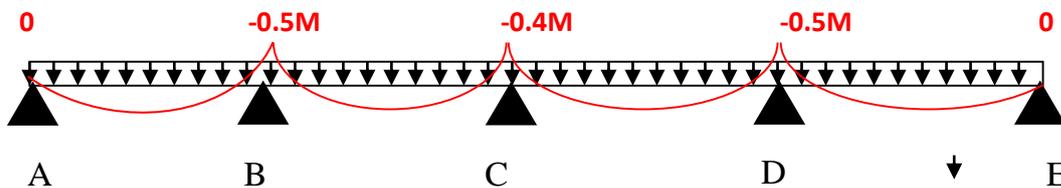


Figure 11 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

L'effort tranchant

Les efforts tranchants sont évalués : Soit forfaitairement en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées

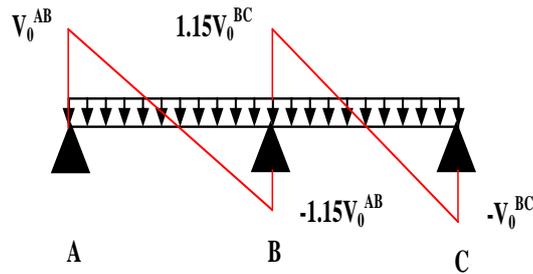


Figure 12 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

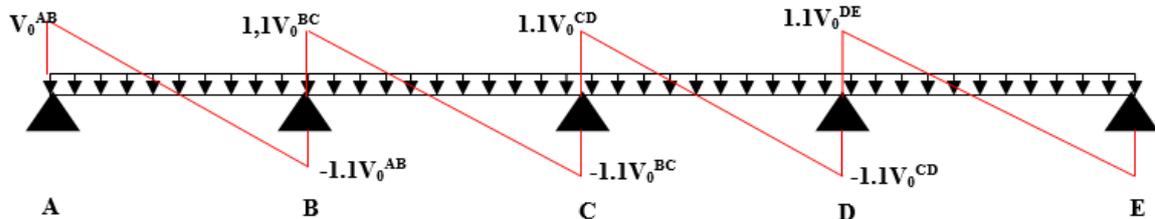


Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

❖ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

✓ **Condition d'application :**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

✓ **Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Application de la méthode

Calcul des moments

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Moment En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

L'_g et L'_d : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g et q_d : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

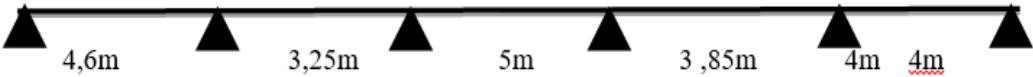
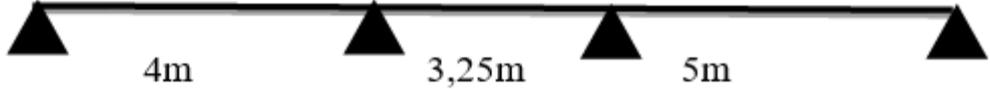
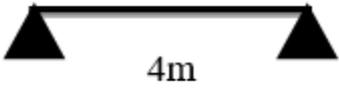
Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

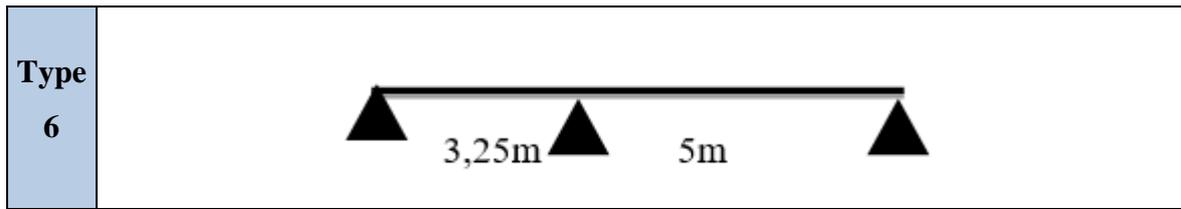
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, pour cela les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3G$.

Type des poutrelles : On distingue six types de poutrelles

Tableau 16: Les Types de poutrelles

Type	Schéma statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	



Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ **Poutrelles isostatique** : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM.
- ✓ **Poutrelles hyperstatique (continues)** : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau 17: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles

Type de poutrelles	Conditions d'application	Méthode adoptée
T1,T2,T6	non vérifiées	Caquot minorée
T3	vérifiées	Forfaitaire
T4 et T5	isostatique	Methods de RDM

III.1.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

Tableau 18: Charge qui revient sur le plancher et sur les poutrelles et combinaison d'action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher étage courant	5,46	1,5	9,621	6,25	6,96	4,52
Plancher commercial	5,46	5	14,871	9,66	10,46	6,8

Plancher terrasse inaccessible	5,93	1	3,57	2,32	6,93	4,5
--------------------------------------	------	---	------	------	------	-----

❖ Exemple de calcul

- Application de la méthode forfaitaire pour la poutrelle (T3 étage courant)

a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,46, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4 / 4,6 = 0,87$ compris entre 0.8 et 1.25 vérifiée.
- F.P.N vérifiée

Les condition sont vérifiées donc on utilise la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitation.

Calcul des moments

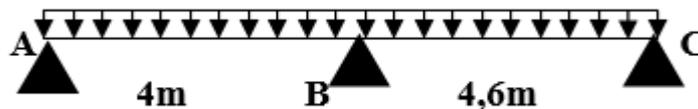


Figure 14 : Schéma statique poutrelle type 3

Moments isostatiques :

$$P_u = 6,25 \text{ KN/m}^2 \quad P_s = 4,52 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée AB: $M_{0u} = 12,5 \text{ KN.m}$ $M_{0s} = 9,04 \text{ KN.m}$

Travée BC: $M_{0u} = 16,53 \text{ KN.m}$ $M_{0s} = 11,95 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis :

➤ Appuis de rive:

$$M_A = M_C = 0$$

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d’un moment égal à $(0,15 \times M_0)$:

$$\text{Al 'ELU : } M_A = M_C = -0,15 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

: $M_A = M_C = -0,15 \times 16,53 = -2,48 \text{ KN.m}$

À P'LES : $M_A = M_C = -0,15 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC})$

: $M_A = M_C = -0,15 \times 11,95 = -1,8 \text{ KN.m}$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$M_B = -0,6M_0$

AI 'ELU : $M_B = -0,6 \times 16,53 = -9,92 \text{ KN.m}$

À P'LES : $M_B = -0,6 \times 11,95 = -7,17 \text{ KN.m}$

Les moments en travées

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,216$

AI 'ELU

Travée AB: C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1 + 0,3\alpha; 1,05M_0) \dots\dots\dots(1)$

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots(2)$

Avec : $M_A = 0 \text{ KN.m}$ $M_B = -9,92 \text{ KN.m}$ $M_0 = 12,5 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,0648 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,264 \\ \left[M_t + \frac{0 + 9,92}{2} \geq 1,0648 \times 12,5 \rightarrow M_t \geq 8,35 \text{ KN.m} \right. \\ \left. M_t \geq 0,6324 \times 12,5 \rightarrow M_t \geq 7,905 \text{ KN.m} \right. \end{array} \right.$$

Donc : $M_t = 8,35 \text{ KN.m}$

Travée BC: C'est une travée de rive Après la vérification on trouve :

Après la vérification on trouve :

$M_t \geq 15,36 \text{ KN.m}$

$M_t \geq 11,81 \text{ KN.m}$

Donc : $M_t = 15,36 \text{ KN.m}$

AL'ELS :

Travée AB: travée de rive :

$M_A = 0 \text{ KN.m}$ $M_B = -7,17 \text{ KN.m}$ $M_0 = 9,04 \text{ KN.m}$

$M_t + \frac{0 + 7,17}{2} \geq 1,2295 \times 9,04 \rightarrow M_t \geq 6,04 \text{ KN.m}$

$M_t \geq 0,6324 \times 9,04 \rightarrow M_t \geq 5,72 \text{ KN.m}$

Donc : $M_t^{max} = 6,04 \text{ KN.m}$

Travée BC: C'est une travée de rive :

$$M_t \geq 11,11 \text{Kn.m}$$

$$M_t \geq 8,54 \text{Kn.m}$$

Donc : $M_t = 11,11 \text{ Kn.m}$

III.1.1.3. Evaluation des efforts tranchants

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,25 \times 4}{2} = 12, \text{KN}$$

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = -1,15 \times \frac{6,25 \times 4}{2} = -14,375 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \times \frac{6,25 \times 4,6}{2} = 16,53 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,25 \times 4,6}{2} = -14,375 \text{ KN}$$

Les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 19: Sollicitation maximal des différents types de poutrelles

Les poutrelles du plancher étage courant							
	Moments ELU(KN.m)			Moments ELS (KN.m)			
	A rive	A int	Travée	A rive	A int	Travée	v
T1	-2,48	-8,121	11,94	-1,8	-6,062	8,68	15,97
T2	-2,93	-10,28	14,743	-2,12	-7,37	10,69	17,69
T3	-2,48	-9,92	10,65	-1,8	-7,18	9,15	16,53
T4	-1,87		12,5	-1,35		9,05	12,5
T5	-1,74		11,58	-1,25		8,37	12,03
Les poutrelles du plancher étage commercial							
T1	-4,53	-14,64	17,04	-3,18	-10,19	12,08	24,75
T2	-4,53	-17,81	21,95	-3,18	-12,39	15,5	27,72
T3	-3,83	-15,34	21,56	-2,69	-10,79	15,16	25,57
T4	-2,9		19,34	-2,04		13,58	19,34
T5	-2,68		17,92	-1,88		12,58	18,61
Les poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
T1	-2,89	-8,06	12,055	-2,11	-5,84	8,82	15,76
T2	-2,89	-9,81	14,72	-2,11	-7,11	10,75	17,41
T3	-2,45	-9,81	12,26	-1,79	-7,15	8,94	16,34
T4	-1,86		12,36	-1,35		9,01	12,34
T5	-1,71		11,45	-1,25		8,37	11,87

T6	-2, 89	-10,1	14,59	-2,11	- 7,32	10,66	17,47
----	--------	-------	-------	-------	--------	-------	-------

Tableau 20: Les Sollicitations les plus défavorables

	Les moments ELU			Les moments Els			
	<i>A rive</i>	<i>A int</i>	<i>Travé</i>	<i>A rive</i>	<i>A int</i>	<i>Travée</i>	<i>Vu</i>
Etage courant	-2,93	-10,98	14,74	-2,12	-7,37	10,69	17,69
Etage commercial	-4,53	-17, 81	21,95	-3,18	-12,39	15,5	27,72
T.inaccésible Niveau 10	-2,89	-9,81	14,72	-2,11	-7,12	10,75	17, 41
T.inaccésible Niveau 11	-2,89	-10,1	14,59	-2,11	-7,32	10,66	17,47

III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fera en flexion simple avec vérification de l’effort tranchant. Prenant comme exemple la poutrelle de l’étage courant qui est sollicité par :

L’ELU : L’ELS :

$M_t = 14,74 \text{KN.m}$ $M_t = 10,69 \text{KN.m}$

$M_a^{int} = 10,28 \text{KN.m}$ $M_t^{int} = 7,37 \text{KN.m}$

$M_a^r = 2,93 \text{KN}$. $M_a^r = 2,12 \text{KN.m}$

$V = 17,69 \text{KN}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65 \text{cm}$; $b_0 = 12 \text{cm}$; $h = 24 \text{cm}$; $h_0 = 4 \text{cm}$

❖ **Calcul a l’ELU**

❖ **En travée :** Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{TU} :

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n’est pas entièrement comprimée, l’axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_t > M_{tu}$ on calcule une section en T.

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{TU} :

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,074 \text{MN.m}$$

$$M_{tu} = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14,74$$

$M_{Tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

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

$$\mu_{bu} = \frac{14,74 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,216$$

$$A = \frac{M^t}{Z \times f_{st}} = \frac{14,74 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \text{ (ArtA.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1 / 400 = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,96 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA12 avec $A = 2,26 \text{ cm}^2$

En appuis :

Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,28 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,028) = 0,217$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{10,28 \times 10^{-3}}{0,217 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \text{ (ArtA.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA10 avec A=1.57cm

Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.93 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \zeta_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.008$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.219$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{2.93 \times 10^{-3}}{0.219 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \text{ (Art A.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA10 avec A=0.79cm²

Vérifications à ELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{(Art A.5.1.2.1.1 [1])}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{max} = 17.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.67 \text{ MPA}$$

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

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{12, 6.86, 10\} = 6.86 \text{ mm}$$

On opte un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1. S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,8\text{cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droits.) } f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3,3\text{Mpa}) = 2,1\text{Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 0,8 \times 400}{0,12(0,67 - 0,3 \times 2,1)} \leq 380\text{cm}$$

$$3. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,12} = 47,5\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.3.2 [1]})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \times 17,69 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 0,91 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_l \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_l = A_t + A_a = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1.15 \times 17,69 \times 10^{-3} / 400 = 0.508 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,15 \text{ cm}^2 > 1.15 \times V_u / f_e = 0,508 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$$

$$A_l \geq 1.15 / 400 (17,96 - \frac{10,28}{0,9 \times 22}) \times 10^{-3} = -0,97 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire (l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment).

Vérification de l'effort tranchant dans le béton (la bielle) :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Soit : $a = \min [0,9d; \text{la largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 19,8\text{cm}$

$$V_u = 0.01769 \text{ MN} < 0.267 \times 0.19 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

Etat limite de compression du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

En travée :

$$M_{ser}^t = 10,69 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,22 - 0,04) = -9,02 \times 10^{-5} \text{ m}^3 < 0$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre ne passe par la nervure) \Rightarrow Le calcul se fait comme une section en T.

Calcul de y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$12 \times y^2 + [2 \times (65 - 12) \times 4 + 30 \times 2,36] \times y - [(65 - 12) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 2,36] = 0$$

12 y² + 494,8 - 1430,6 = 0 après la résolution de l'équation on trouve **y = 4,3 cm**

Calcul de I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} \times (y - h_0)^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,3^3}{3} - \frac{65 - 12}{3} \times (4,3 - 4)^3 + 15 \times 2,36 \times (22 - 4,3)^2 \rightarrow \mathbf{I = 12812,6 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,69 \times 10^{-3}}{12812 \times 10^{-8}} \times 4,3 \times 10^{-2} = 3,59 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

Position de l'axe neutre :

$$H = 4,99 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \text{ donc la section à calculer est } (b_0 \times h)$$

$$M_{ser} = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 23,55y - 518,1 = 0$$

Après résolution de l'équation : **y = 3,6 cm**

Calcul de I:

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

$$I = 8983,968 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,37 \times 10^{-3}}{8983,968 \times 10^{-8}} \times 3,6 \times 10^{-2} = 2,95 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Evaluation de la flèche d'après BAEL 91(Article B.6.5) et leCBA 93

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = 0,048 \geq 0,044$ Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,048 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{10,69 \times 10^{-3}}{15 \times 10^{-3}} = 0,05$$
 Condition vérifiée

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0,0085 \geq 0,00875$$
 Condition non vérifiée

Donc : on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre de cloisons.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3,1 = 2,015 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5,46 = 4,549 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 (G + Q) = 0.65(5,46 + 1,5) = 3,549 \text{ KN}$$

$$M_{jser} = 0,88 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{jser} = 5,54 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,88 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{gser} = 9,59 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,88 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{pser} = 12,23 \text{KN.m}$$

Propriété de la section :

$$Y = 4,3 \text{cm} \quad I = 12343 \text{cm}^3$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + [A(h/2 - d)^2] \quad -$$

$$I_0 = 32756 \text{cm}^4 \dots\dots\dots \text{(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A = 2,26 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0085$$

Calcul des déformations E_i et E_v :

E_i = 32546,59 Mpa..... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_v = 1/3 × E = 10818,86 Mpa Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 117,23 \text{KPA}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 206,48 \text{MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 263,2 \text{MPA}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0,398$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0,599$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0,669$$

Si μ ≤ 0 ⇒ μ = 0

Evaluation des flèches :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ji}} = 12356 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{gi}} = 9291 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{pi}} = 8549,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 16749 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0,0034 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0,00795 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0,01102 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow 0,01324 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,01291 \text{ m}$$

$\Delta f_t = 1,29 \text{ cm} > \Delta f_{adm} = 1 \text{ cm}$La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 21: Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

y _{cm}	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5,14	17397	35677	17103	13384	12440	22136	0,96	1

Pour le plancher étage commercial, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau 22: Le calcul du ferrailage à l'ELU des poutrelles étage courant

	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
<i>travée</i>	21,95	0,049	0,063	0,214	2,94	1,73	2HA12+1HA10=3,05
<i>A_{int}</i>	-17,81	0,04	0,051	0,215	2,37	0,32	3HA10=2,36
<i>A_{riv}</i>	-4,53	0,01	0,013	0,219	0,59	0,32	1HA10=0,73

Tableau 23: Le calcul du ferrailage à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessibles

	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
<i>travée</i>	14,72	0,033	0,042	0,216	1,96	1,73	3HA10=2,36
<i>A_{int}</i>	-9,808	0,022	0,028	0,218	1,3	0,32	2HA10=1,57
<i>A_{riv}</i>	-2,89	0,006	0,008	0,219	0,38	0,32	1HA10=0,79

Tableau 24: Le calcul du ferrailage à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessibles (niveau

11)

	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
<i>travée</i>	14,59	0,033	0,042	0,217	1,94	1,73	3HA10=2,36
<i>A_{int}</i>	-10,1	0,023	0,029	0,217	1,34	0,32	2HA10=1,57
<i>A_{riv}</i>	-2,89	0,006	0,008	0,219	0,38	0,32	1HA10=0,79

III.1.1.5. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA8 /ml=2,51cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA8 /ml=2,01cm²/ml parallèles aux poutrelles → St=25cm < 30 cm.

Donc on choisit un treillis a soudé : TS HA 8(15×15).

III.1.1.6. Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

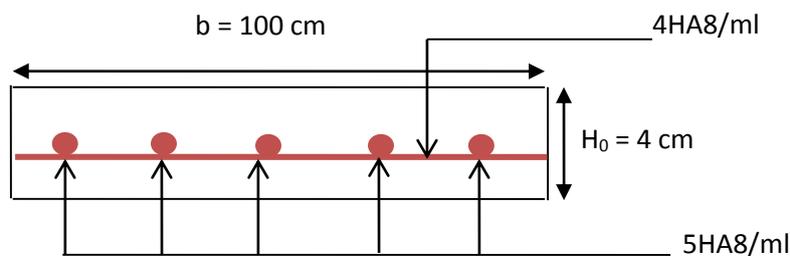


Figure 15 : Schéma ferrailage de la dalle de compression

Tableau 25: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher Etage commercial			
Plancher terrasse inaccessible			

III.1.2. Dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Dans notre projet on a un seul type de la dalle pleine.

III.1.2.1. Calcul des sollicitations

❖ **Dalle sur quatre appuis**

On a : $L_x = 2,8m$.

$L_y = 5m$

$G = 5,61 \text{ KN}$

$Q = 3,5 \text{ KN}$

$\rho = 0,76 \cdot 0,56 > 0,4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Calcul à l'ELU

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q)$

$P_u = (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 3,5) = 12,82 \text{ KN/m}$

Calcul du moment

D'après l'annexe 2 : $\mu_x = 0,0880$

$\mu_y = 0,2500$

$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l^2 = 8,84 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 2,21 \text{ KN.m}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement de la dalle :

En travées :

$M_t^x = 0,75 M_{0x} = 6,63 \text{ KN.m}$.

$M_t^y = 0,75 M_{0y} = 1,66 \text{ KN.m}$.

En appuis :

$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -4,42 \text{ KN.m}$

III.1.2.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.

Tableau 26: Résultats de ferrailage de la dalle pleine :

En travée								
sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	6,63	0,0276	0,035	0,128	1,49	1,464	4HA8=2,01	25
Y	1,66	$6,92 \cdot 10^{-3}$	$8,68 \cdot 10^{-3}$	0,13	0,37	1,2	3HA8=1,51	33
En appui								
X; Y	4,42	0,018	0,023	0,13	0,98	1,464	3HA8=1,51	33

Le tableau résume le calcul de ferrailage :

$$\text{Avec : } A_{x \min} = \frac{0,0008}{2}(3 - \rho)b \times h \quad A_{y \min} = 0,0008 \times b \times e$$

❖ **Vérification des espacements**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifier (sens principale X-X)}$$

$$St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifier (sens secondaire Y-Y)}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 16,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0,12 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = 9,11 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0923$$

$$\mu_y = 0,4254$$

$$M_0^x = 6,59 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 2,8 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 2,1 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = - 3,295 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que: } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Tableau 27: Vérification des états limites de compression du béton

position	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mps)	σ _{bc} ^{adm} (Mps)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
Taravés	X	4,94	3844,8	2,51	3,23	15	vérifier
	Y	2,1	2996,8	2,21	1,55	15	vérifier
appuis	Xet Y	-3, 295	2996,8	2,21	2,43	15	vérifier

Etas limite de déformation (la flèche)

Sens x :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0,05 > 0,0375 \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0,05 > 0,037 \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0015 < 5 \times 10^{-3} \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y :

$$\frac{h}{l_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0,03 > 0 \text{ Non vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens Y donc on doit Effectuer une vérification à la flèche suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

Tableau 28: Vérification de la flèche dans la dalle pleine

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2,21	2996	28800	31690	31691	31691	0	0,958	1

$\Delta f_t = 0,958 \leq f_{adm} = 1$ donc la flèche vérifie

Remarque :

Dans le cas de la présence d’une ouverture dans la dalle on dispose d’une part et d’autre de l’ouverture des aciers de renfort d’une section équivalente à celle manquante dans l’ouverture que :

$A_{eq} = l_{ouverture} \times A_{t_{opt}}$

$L^{renfort} = a + b + 2l_s$; a et b la longueurs de l’ouverture

$l_s = 40\emptyset$ (acier HA)

$50\emptyset$ (acier RL)

$$A_t^x = 1,5 \times 2,01 = 3,015 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^x = 3\text{HA}12 = 3,39$$

$$A_t^y = 1,8 \times 1,51 = 2,72 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^y = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$L^{\text{renfort}} = 1,5 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0,012 = 4,26$$

$$L_a^{\text{renfort}} = L_b^{\text{renfort}} = 4,26 \text{ m}$$

Schéma de ferrailage

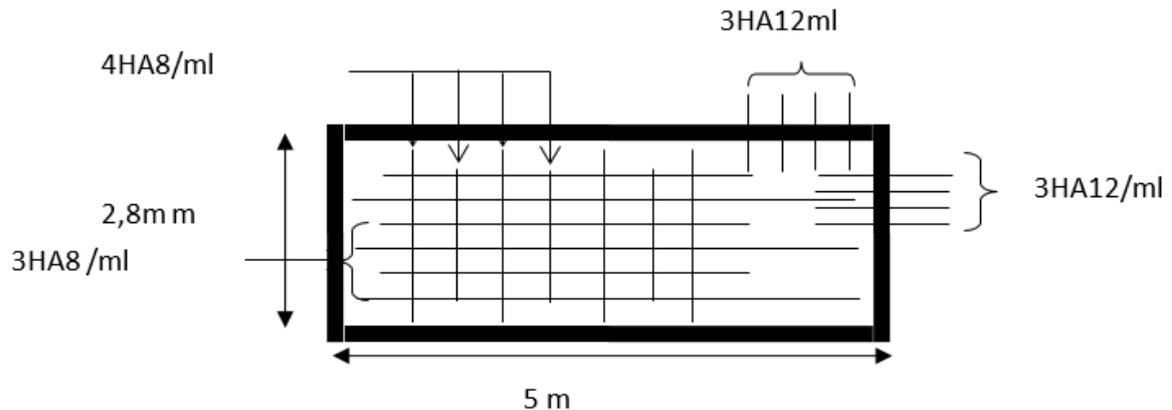


Figure 16 : Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

III.2. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose d'un seul type d'escalier (escalier droit a deux volée).

III.2.1. Evaluation des charge

$$G_{\text{volée}} = 8,01 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 5,11 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

ELU :

$$q_{\text{volée}} = (1,35 \times 8,01 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,56 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{palier}} = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,65 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{volée}} = (8,01 + 2,5) \times 1 = 10,51 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{palier}} = (5,11 + 2,5) = 7,61 \text{ KN/m}$$

III.2.2. Calcul des sollicitations

$$q_v = 14,56$$

$$q_p = 10,65 \quad q_p = 10,65$$

$$2,15\text{m} \quad 2,1\text{m} \quad 1,3\text{m}$$

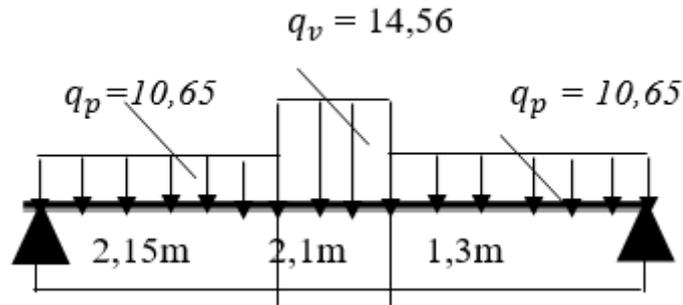


Figure 17 : Schéma statique de l'escalier

❖ **Calcul des réactions :**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,65 \times 2,5 - 14,56 \times 2,1 - 10,65 \times 1,3 = 67,318$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 34,28 \text{ KN et } R_A = 33,03 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments :**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre a des chargements différents.

1^{er} tronçon : $0 < x < 2,15 \text{ m}$

$$M = -5,325 x^2 + 33,03x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M(0)=0 \\ M(2,15)=46,4 \text{ KN.m} \\ T(x)=33,03-10,65 x \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0)=33,03 \text{ KN} \\ T(2,15)=10,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $2,15 \text{ m} < x < 4,25 \text{ m}$

$$M(x) = 33,03x - 10,65(2,15)(x-1,075) - 7,28 \times (x-2,15/2)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(2,15) = 46,4 \text{ KN.m} \\ M(4,25) = 35,57 \text{ KN.m} \\ T(x) = 33,03 - 10,65 \times 2,15 - 14,56 \times (x-2,15) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(2,15) = 10,13 \text{ KN.m} \\ T(4,25) = -20,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon: $0 < x < 1,3 \text{ m}$

$$M(x) = -10,65 \times x^2 / 2 + 34,28$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1,3) = 35,56 \text{ KN.m} \\ T(x) = 34,28 + 10,65 \times (x/2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 34,28 \text{ KN} \\ T(1,3) = 20,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul M^{max} :

$$M^{max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,8 \text{ m}$$

Donc $M_{max} = 49,93 \text{ KN.m}$.

Calcul des moments réels :

$$M_t^{max} = 0,75 \times 49,93 = 37,45 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 0,5 \times 49,93 = 24,97 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour bande de 1ml. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 29: Ferrailage d'escalier

Zone	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadoptée (cm ² /ml)
enTravée	37,45	0,073	0,095	0,18 2	5,89	2,29	4HA14=6,16
En appui	24,97	0,048	0,062	0,18 5	3,87	2,29	4HA10=3,14

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$V = 34,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{34,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,19} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{donc on n'a pas besoin d'armature transversale.}$$

Calcul des armatures de répartition :

On a des charge répartie $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = A_{\text{principales}} / 2$

En travée: $A_{\text{rep}} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 4HA8=2,01 cm^2/ml

En appuis: $A_{\text{rep}} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit: 4HA8=2,01 cm^2/ml ;

Vérification des espacements : on a FPN donc :

Sens principal : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée.} \\ \text{En appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$

Sens secondaire : Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{ vérifiée.}$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8,01 + 2,5 = 10,51 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/ml.}$$

Tableau 30: Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
En travée								
23,7	24,63	35,92	26,94	5,07	22274	6,13	15	vérifiée
En appui								
23,7	24,63	35,92	17,96	3,78	12711	5,35	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \Rightarrow \frac{15}{330} = 0,038 < 0,075 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est: $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{330}{500} = 1,055$

Tableau 31: Evaluation de la flèche dans l'escalier.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3,78	12711	370903	333739	105080	73539	189493	0,49	1,055

Δf < f_{adm} Donc la flèche est vérifiée

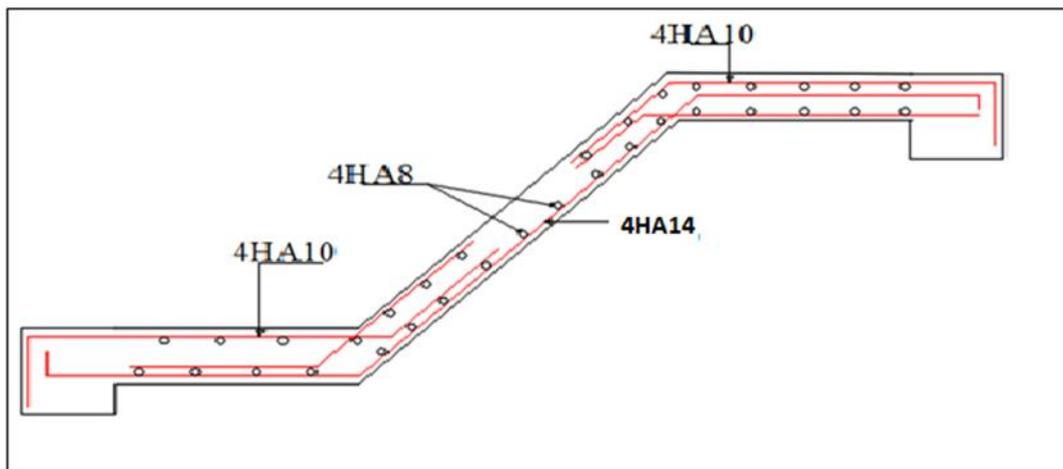


Figure 18 : Schéma ferrailage de l'escalier (étage courant)

Étude de la poutre brisée (30×40)

La poutre brisée se calcule à la flexion simple et en torsion

1. calcul des sollicitations

❖ Les charges transmises à la poutre brisée :

Charge transmise de la volée, c'est la réaction de l'appui R_B :

$$q_u = 34,28 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = 24,63 \text{ Kn/ml}$$

Poids propre de la poutre :

$$g_p = 25 \times b \times h = 3 \text{ kn/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g_m = G_m \times h \text{ e}/2 \rightarrow h_e = 2,89 - 0,4 = 2,49 \rightarrow G_m = 2,76 \text{ kn/m}^2$$

$$g_m = 3,43 \text{ Kn/ml}$$

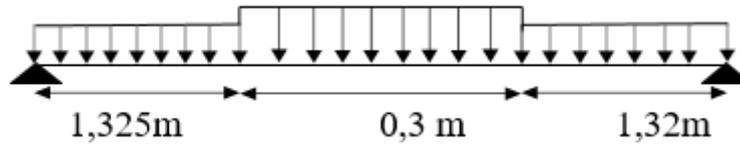


Figure 19 : Schéma statique de la poutre brisée

ELU :

$$q_{eq} = 39,47 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 52,11 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 44,29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = 26,055 \text{ KN.m}$$

$$V = q \times l / 2 = 64,14 \text{ KN}$$

ELS :

$$Q_{eq} = 22,06 \text{ kn/m} \quad M_0 = 31,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -15,89 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage

Tableau 32.: Ferrailage de la poutre brisée

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)
En travée	44,29	0,134	0,181	0,343	3,71	1,34
En appui	26,055	0,0632	0,0816	0,358	2,09	1,34

Vérification à l'ELU

Vérification à l'effort tranchant

$$V = 64,14 \text{ kn KN.}$$

$$\text{La fissuration nuisible : } \bar{r}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Ma}$$

$$r = v / b_0 \times d = 0,744 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 2,5 \text{ c'est vérifier}$$

Espacement des barres

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$$

On opte : $St=15\text{cm}$ Calcul de la poutre brisée à la torsion :

III.2.4. Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui.

$$M_{\text{torsion}} = M_{\text{appui sescalier}} = 24,97 \text{ Kn.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont L'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$$e = \phi / 6 \rightarrow \phi = \min(b, h) = 30\text{cm} \rightarrow e = 5\text{cm}$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1,2 \text{ m}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0,0875 \text{ m}^2 . A_l = (M_{\text{tors}} \times U) / (2 \times n \times f_{st}) = 7,25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures En travée

$$A_t = A_{IFS} + A_{\text{tors}}/2$$

$$A_t = 3,71 + 3,625 = 7,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_a = 2,95 + 3,625 = 6,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

III.2.5. Calcul des armatures transversales

Soit $St = 15\text{cm}$

Flexion simple :

est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [CBA93

$$A_t \geq (0,4 \times b \times st) / f_e = 0,45 \text{ cm}$$

Torsion:

$$A_{t\text{min}} = 0,003 \times st \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times st \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 0,906 \text{ cm}^2$$

$$D' \text{ où } A_t = 1,35 + 0,45 = 1,8 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'état limite de compression de béton

La vérification de l'état limite de compression de béton est résume dans le tableau suivant

Tableau 33: Vérification a l'ELS de la poutre brisée

	M_{ser}(KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc adm}	σ_{bc} ≤ σ_{bc} (MPa)
En travée	56,72	8,24	34875,4	13,4	15	Vérifiée
En appui	26,7	6,82	24212,4	7,52	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $\frac{h}{l} \geq \max(\frac{1}{16} ; \frac{Mt}{10M_0}) \Rightarrow 0,12 \geq 0,085$ vérifier

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0038 \leq 0,005$ vérifier

3) $L = 3,25 m < 8m$ Vérifiée

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

Schéma de ferrailage :

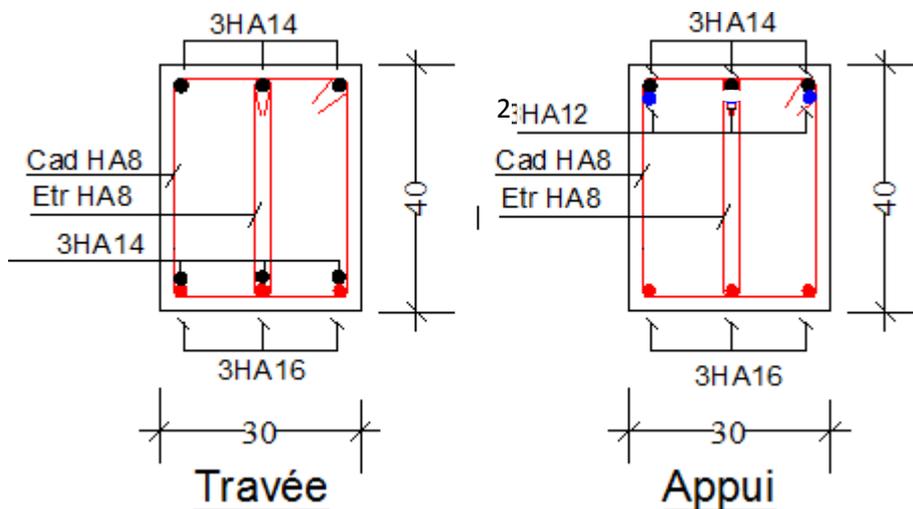


Figure 20 : Ferrailage de la poutre brisée

III.3. Calcul de la poutre de chainages

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale (la largeur (b)) de la poutre de chainage doit être supérieure ou égale à 15cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

Donc on prend : $h=30\text{cm}$, $b=30\text{cm}$

III.3.1. Calcul des sollicitations

La poutre de chainage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

Poids propre : $P_P=25 \times 0.3 \times 0.3=2,25 \text{ KN/m}$

$G_{mur} = 2,76 (3,05-0,3) =7,59\text{KN/m}$

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (2,25+7,59) =13,28\text{KN/ml}$

ELS : $q_s = (2,25+7,59) =9,84\text{KN/m}$

❖ **Calcul des moments :**

L'ELU :

$M_u=(13,28 \times 5^2)/8 =41,5 \text{ KN.m}$

$V = (13,28 \times 5)/2 =33,2\text{KN}$

L'ELS:

$M_s = (9,84 \times 5^2)/8 =30,75 \text{ KN.m}$

❖ **Correction des moments :**

En travée :

$M_t^u = 0,85 \times M_u = 35,3\text{KN.m}$

$M_t^s = 0,85 \times M_s = 26,14 \text{ KN.m}$

En appuis :

$M_a^u = -0,4 \times M_u = -16,6 \text{ KN.m}$

$M_a^s = -0,4 \times M_s = -12,3 \text{ KN.m}$

III.3.2. Le ferrailage à l'ELU

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 34: Calcul des armatures poutre de chainage

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Aca(cm ²)	Amin(cm ²)	Aopt(cm ²)
Entravée	35,3	0,105	0,14	0,27	3,79	1,014	2HA12+1HA14=3,8
Enappui	16,6	0,02	0,029	0,267	1,78	1,014	3HA10=2,36

Vérifications à ELU :

Vérification de l'effort tranchant (CBA93(ArtA.5.1.1)) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33,2 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,395 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{ct28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) = 8,57 \text{mm} \rightarrow \text{un cadre HA8} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01 \text{cm}^2.$$

❖ **L'espacement:**

$$d'après(CBA.A.5.1.2.2) \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times h} \Rightarrow S_t \leq 33,67 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \end{array} \right.$$

D'après l'article 9.3.3, RPA2003 exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25\text{cm}). \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 35: Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} adm (MPa)
Entravée	26,14	36690	10,8	7,694	15
Enappui	12,3	23476,5	8,02	4,202	15

❖ **Évaluation de la flèche (CBA 93(ArticleB.6.5.1)):**

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{5} = 0,06 \geq 1/16 = 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée donc on doit calculer la flèche}$$

Tableau 36: Vérification de la flèche sur la poutre de chaînage

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
5,45	1,84	6,09	2,6	7,1	10	vérifier

III.3.3. Schéma de ferrailage

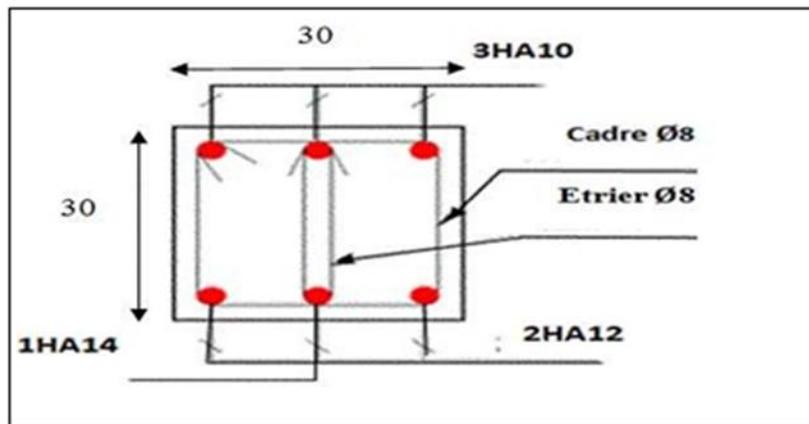


Figure 21 : Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

III.3.4. Etude de l'ascenseur

III.3.4.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction .il 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.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 5 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur=180cm

l : Largeur de l'ascenseur=150cm

F_C : Charge due à la cuvette=**145KN**.

P_m : Charge due à l'ascenseur=**15KN**.

D_m : Charge due à la salle des machines = **43KN**

La charge nominale est de **400kg**

La vitesse $V=0.63m/s$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)-Dalle de salle machine (local).
- 2)-Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

III.3.4.2. Etude de la dalle de salle machine (local)

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$(u \times v)$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

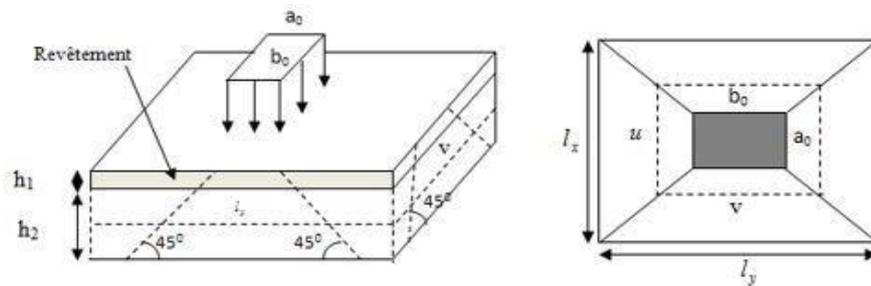


Figure 22 : Schémas représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases}$$

On a une vitesse = 0.63 m/s

$a_0 = 80 \text{ cm}$, $b_0 = 80 \text{ cm}$

h_1 : Espacement du revêtement (5 cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2\xi \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2\xi \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Evaluation des moments sous charge concentrée :

M^{x1} et M^{y1} du système :

M_{x1} , M_{y1} Sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0; ELS=0,2)

M^1 et M^2 : donnés par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 \frac{U}{l_x} = 0,77 \frac{V}{l_y} = 0,6$$

D'où : $M^1 = 0,073$, $M^2 = 0,059 \text{KN.m}$

❖ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$$q_u = 1,35 \times P \Rightarrow 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M^1 & M_{x1} = 6,21 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M^2 & M_{y1} = 5,08 \text{KN.m} \end{cases}$$

M_{x2} et M_{y2} du système

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,77 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad Q_2 = 1 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,9 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0,49 \text{KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,11 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,57 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.3.4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 15 \text{cm}$ ($d = 13 \text{cm}$; $d_{\nu} = 11,8 \text{cm}$).

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 6,04 \text{KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 4,73 \text{KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = -2,844 \text{KN}$$

$$M^{ay} = -2,228 \text{KN.m}$$

Tableau 37: Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie

Position	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	A ^t calculé (cm ² /ml)	A ^a calculé (cm ² /ml)	A ^t adopté (cm ² /ml)	A ^a adopté (cm ² /ml)
Sensx-x'	6,04	2,884	1,47	0,685	4T10=3.14	4T8=2.01
Sensy-y'	4,73	2,228	1,25	0,585	4T10=3.14	4T8=2.01

Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{xmin} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times h \Rightarrow A_{min} = 1,338 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times b \times e \Rightarrow A_{ymin} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} \leq A_t$ Donc on ferraille avec A_t calculé

Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(u+v) = 2(105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85,05 \text{ KN};$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$Q_u = 85,05 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 27 \text{ KN} \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,225 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.4. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$M_{x1} = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4,64 \text{ KN.m}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0661 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,06710 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,72$$

$$M_{y2} = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 = 0,48$$

✓ La Superposition des Moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -2,048 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,35 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton

Tableau 38: Contraintes sur la dalle d'ascenseur

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st adm}$ (MPa)
Travées(x)	5,15	4713,13	2,92	3,19	15	148,82	201,63
Travées(y)	4,35	4713,13	2,92	2,69	15	125,71	201,63

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{8,57}{20 \times 10,08}\right] = 0,042 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,39}{100 \times 13} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

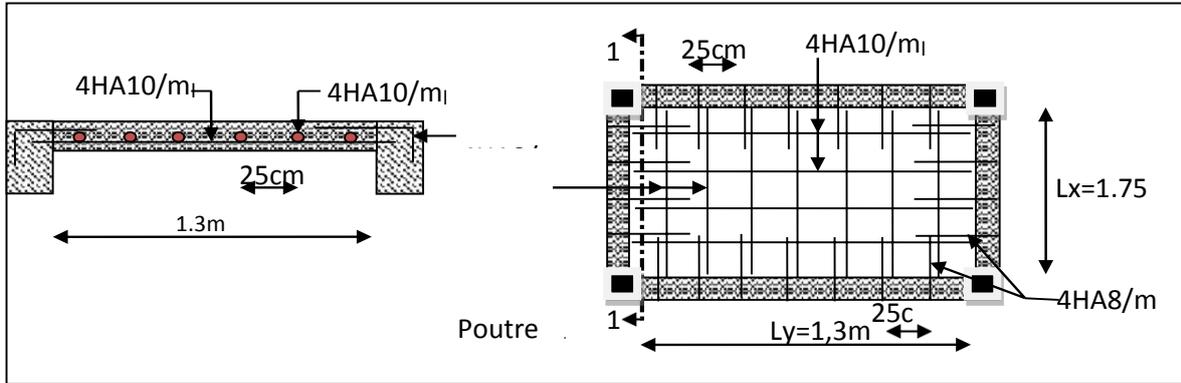


Figure 23 : Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie

III.3.4.5. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (135×175 et h=15cm)

$G_1 = 25 \times 0,15 \times 3,75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé

$G_2 = 25 \times 0,05 \times 1,25 \text{ KN/m}^2$ Poids du revêtement en béton (e=5cm).

Poids propre de l'ascenseur :

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2,3625} = 61,37 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 5 + 61,37 = 66,37 \text{ KN/m}^2.$$

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

❖ Evaluation des moments à l'ELU :

Calcul des sollicitations

$$q_u = (1,35 \times G_{totale} + 1,5Q) \times 1 = 91,1 \text{ KN/m}$$

$\rho = 0,77 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \dots \dots \dots \text{L'annexe1.} \end{array} \right.$$

❖ **Évaluation des moments à l'ELU :**

Calcul des sollicitations :

Sens x – x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9,89 \text{ KN.m}$

Sens y – y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,38 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réels :

Entravée :

$M^{lx} = 0,85 \times M^x = 8,4 \text{ KN.m}$

$M^{ly} = 0,85 \times M^y = 4,57 \text{ KN.m}$

En appuis :

$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 3,95 \text{ KN.m}$

$M^{ay} = 0,4 \times M^y = 2,15 \text{ KN.m}$

3.15. Calcul du ferrailage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau 39: Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	Acal(cm ²)	Aadop (cm ²)
Travée	Xx	8,4	0.041	0.052	0,117	2.05	4HA10=3.14
	Yy	4,57	0.026	0.034	0,108	1.21	4HA10=3.14
Appui	Xx	3,95	0.019	0.024	0,118	0.95	4HA10=3.14
	yy	2,15	0.012	0.015	0,109	0.56	4HA10=3.14

❖ **Condition de non fragilité :**

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e = 400$ $\rho = 0.0008$

$A_{xmin} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times h \Rightarrow A_{min} = 1,338 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e \times A_{ymin} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{min} \leq A_t$ Donc on ferraille avec A_t

Vérification à l'ELS :

$Q_{ser} = G + Q = 66,37 + 1 = 67,37 \text{ KN/m}^2$

$v = 0.2$

$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l^2 \Rightarrow M_0^x = 8.11 \text{ KN.m}$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.44 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réels :

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x \quad M_t^x = 6.89 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y \quad M_t^y = 5.44 \text{m}$$

Tableau.III.44 Vérification des contraintes dans le béton

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
Travées(x)	6,89	4713,13	2,92	4.26	15	133.50	201.63
Travées(y)	4,62	3898,63	2,78	3.29	15	146.11	201.63

Vérification de la flèche :

$$\left[\frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 150 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{8,57}{20 \times 10,08} \right] = 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \right.$$

$$\left. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,39}{100 \times 13} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

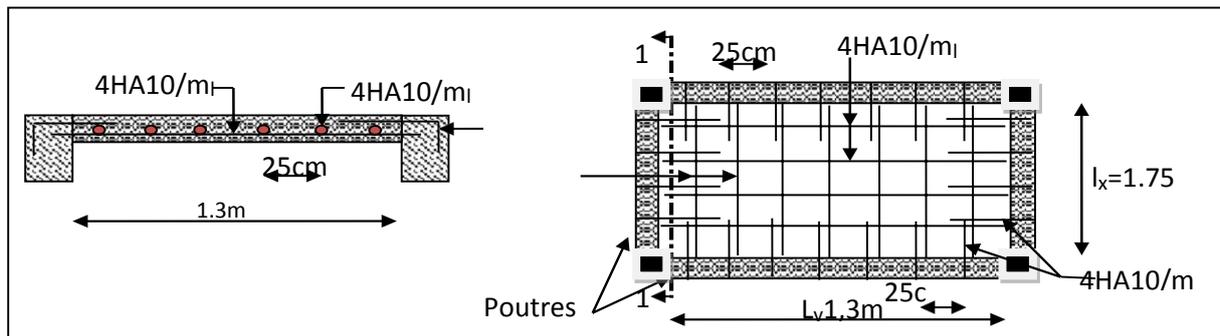


Figure III.15 Ferrailage de la dalle

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastree à sa base, du eaux charge suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ kN/ml}$.
- Une force latérale due à l'effet sismique F_p .

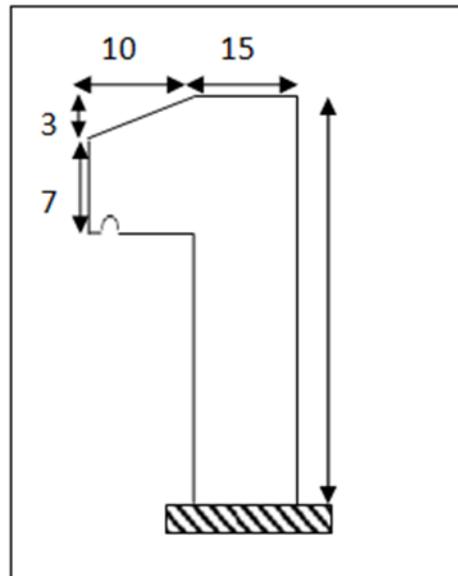


Figure 24 : Dimensions de l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1ml.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2 = 0,0985$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Charge verticale :

Tableau 40: Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

❖ **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ RPA99 (art 6.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

III.4.1. Calcul des sollicitations

❖ **Calcul du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m \end{cases}$$

Tableau 41: Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Combinaison	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

❖ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.54} = 0.254$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{la}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025$$

} → Section partiellement comprimée

$e = e_0 + e_a + e_2$ avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

(RPA Article A.4.3.5)

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.4.2. Ferrailage de l’acrotère

Calcul à l’ELU :

On calcule les armatures à l’ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l’ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l’effet d’un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l’ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Espacement** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm: On adopte } S_t = 30 \text{ cm} \\ \text{Armatures de répartition } S_t \leq \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm: On adopte } S_t = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'adhérence : RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma\mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma\mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m}; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_i;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_i;$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère

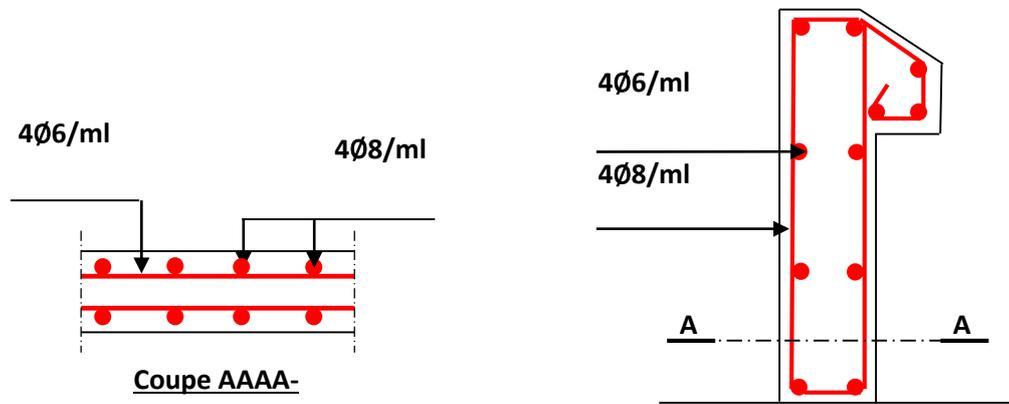


Figure 25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

Chapitre IV
Etudes dynamique

Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les séismes qui ont des effets destructeurs sur les zones urbanisées (les ouvrages). Donc la meilleure prévention face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiés et techniquement justes.

IV.1. Modélisation

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme. Mais vu que cette dernière est complexe, on fait toujours appel à une modélisation (calcul par éléments finis ETABS).

IV.1.1. Description de logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

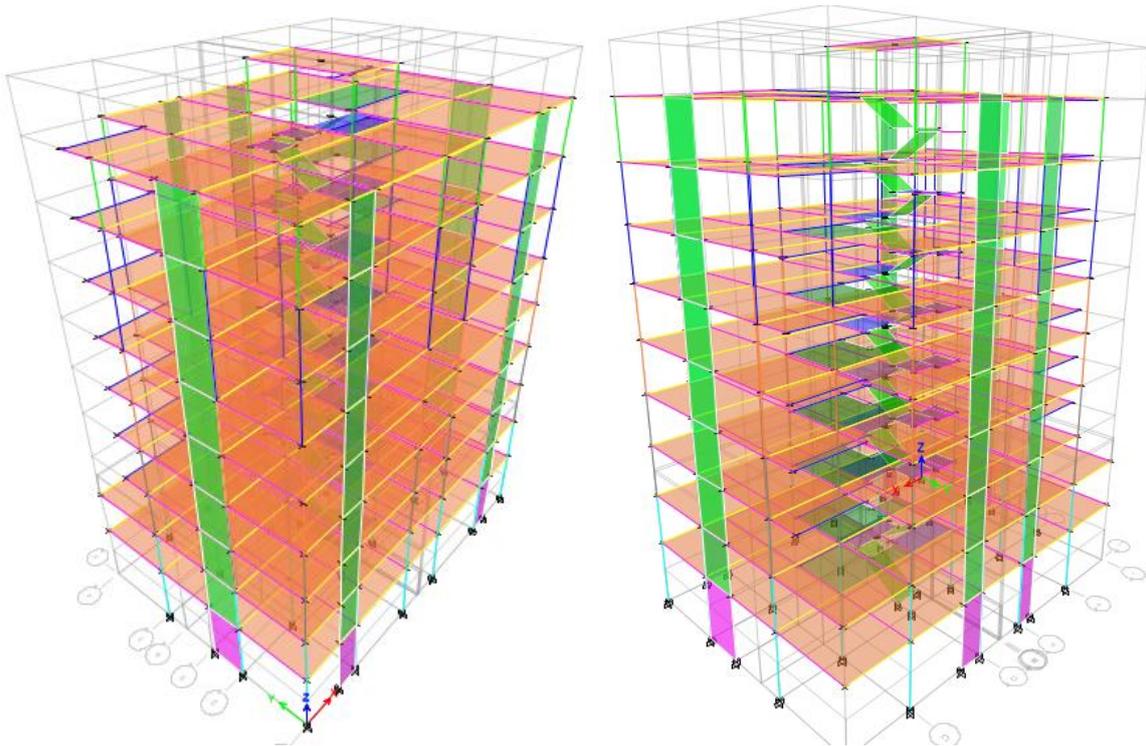


Figure 26 : Schéma de la structure ne 3D

IV.1.2. Le choix de type de contreventement

Notre structure est située en zone **IIa** et elle comporte plus de 4 niveau dont on dépasse les 14m, donc selon le RPA elle doit inclure des voiles de contreventement.

Pour cela on a opté pour un système de contreventement mixte (par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction).

IV.2. Méthode de calcul

IV.2.1. La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$ (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

IV.2.2. La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \text{ (RPA99V2003 Art 4.3.6)}$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $0,8V_{st} / V_{dyn}$.

Avec :

V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

V_{st} : Effort tranchant statique à la base.

ON A

- A= 0,15 ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique **IIa**.
- R= 5----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- D : Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η .

$$\begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 s \end{cases}$$

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

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$\xi = 7 \%$ D'où : $\eta = 0.88$ (le cas le plus défavorable)

On a un site meuble donc $T_1=0,15s$ et $T_2=0,50s$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7)]

Calcul de la période fondamentale de la structure

- $T = C_T H^{3/4} = 0.05 * 29.26^{(3/4)} = 0.63s$

$H=29.26m$ hauteur totale du bâtiment.

$C_T=0.05$ Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

- $T = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$; tel que $L_{x,y}$ portée maximale à la base du bâtiment dans le sens de calcul.

$L_x = 21 m$

$L_y = 15.70 m$

Donc : $T_x = \min (0,66; 0,63) = 0,63 s$ et

$T_y = \min (0,57; 0,63) = 0.57s$

1.3T_x=0.819s

1.3T_y=0.741s

Donc on aura

$D_x=1.88$ et $D_y=2.01$

- Facteur de qualité $Q = 1 + \sum 6 p_q$ (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 42: Valeur des pénalités

	Critère (Q)	observations	p _q	observations	p _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
	1+Σ _{i=1} ⁶ p _q		Q _y =1.2		Q _x =1.2

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **β=0.2** (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : **W = 24136.016KN**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est de :

V_x=1503.71kn

V_y=1696.48kn

IV.3. Spectre de réponse de calcul

IV.3.1. Définition du spectre de réponse de calcul

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

Remarque

D’après l’article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y’a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prisent en compte par le model.

Lors de l’analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculées selon les deux directions orthogonales.

Disposition des voiles de contreventement

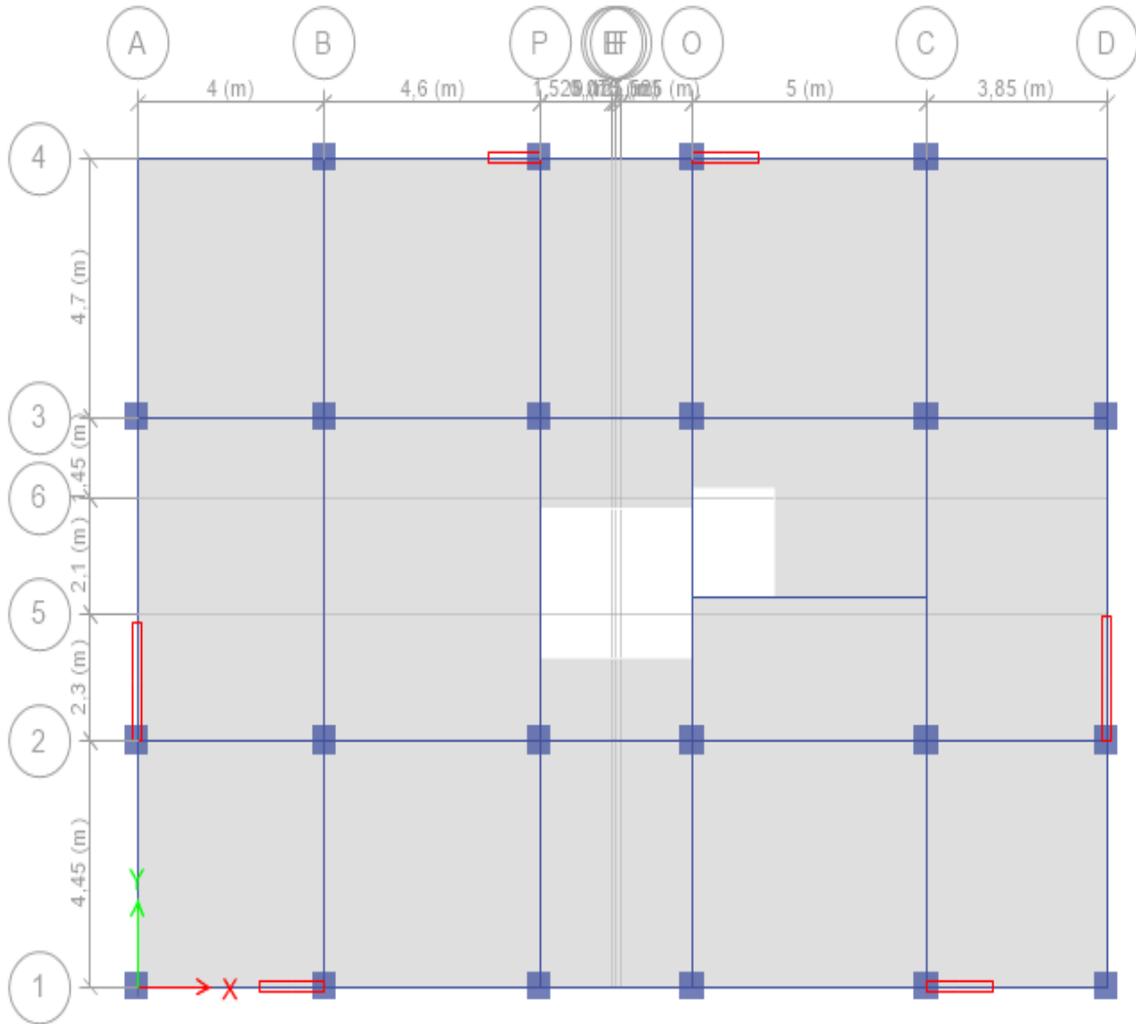


Figure 27 : Disposition des voiles (plancher étage courant)

IV.3.2. Analyse modale



Figure 28 : 1^{er} mode de translation suivant le sens X-X

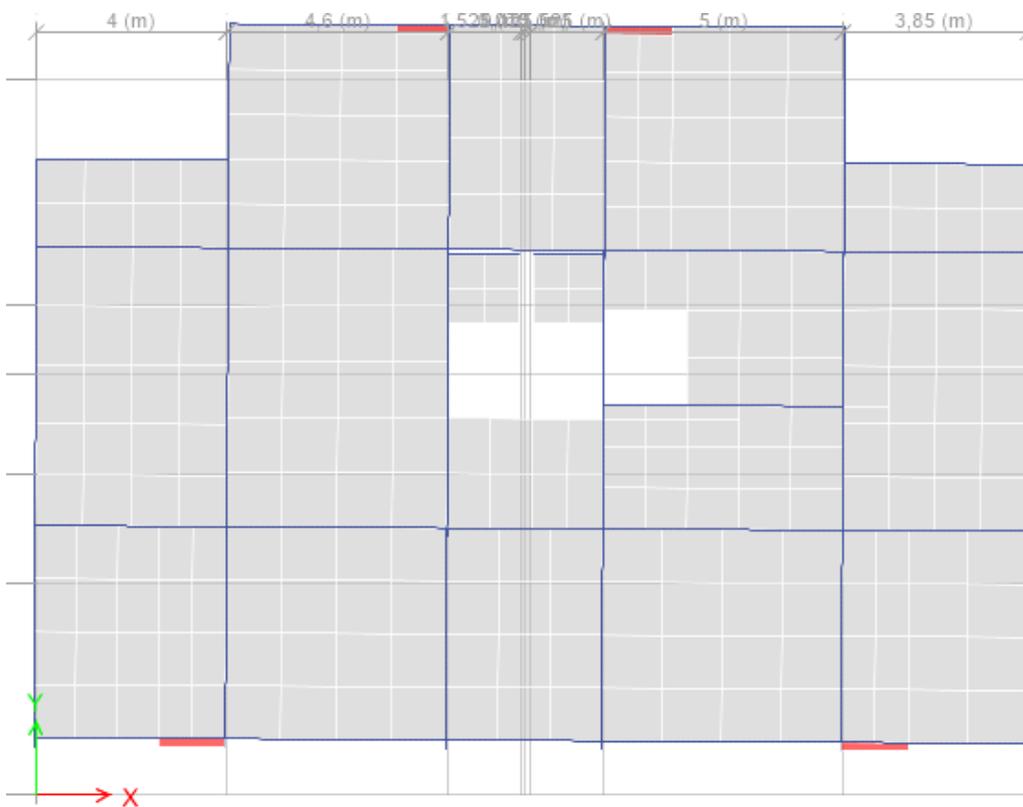


Figure 29 : 2^{ème} mode de translation suivant le sens Y-Y

IV.4. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.4.1. Période de vibration et participation massique

Le RPA99/2003(art 4.3.4) exige que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Tableau 43: Périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.885	0,0125	0.7303	0,0125	0.7303
2	0,88	0.745	0.0123	0,7575	0,7426
3	0,686	1,74E-05	0.0003	0.7576	0,743
4	0,282	0,1231	6.75E-06	0,8806	0,743
5	0,274	7.26E-06	0,1291	0,8806	0,8721
6	0,203	3.54E-06	0,0002	0,8806	0,8723
7	0,148	0,0488	1.23E-05	0,9295	0,8723
8	0,14	1,75E-06	0,0483	0,9295	0,9206
9	0,117	3.63E-06	0.0114	0,9295	0,932
10	0,105	0,0076	0	0,9371	0,932

Analyse des résultats

– La condition du RPA99v2003 (Art. 4.3.4) relative aux nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7ème mode dans la direction X, et à partir du 8ème mode dans la direction Y.

– D’après les résultats obtenus, on constate que la période obtenue numériquement est inférieure à celle calculée majorée de 30%.

Vérification de l’effort tranchant à la base

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 44: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	V_{dyn}(kn)	0,8V_{st}(kn)	Observation
Sens xx	1181.86	1292.06	Vérifiée
Sens yy	1161.49	1381.41	Vérifiée

Comme on constate sur le tableau si- dessus la condition exigée n’est pas vérifiée donc on doit amplifier avec le facteur : $0.8V_{stat}/V_{dyn}$

On aura :

$$\alpha_x = \frac{1292.66}{1181.86} = 1.09$$

$$\alpha_y = \frac{1381.41}{1161.49} = 1.19$$

On extrait les resultats apres avoir modifier le facteur d'amplification et on aura comme suit :

	Vdyn(kn)	0,8Vst(kn)	Observation
Sens xx	1425.12	1292.06	Vérifiée
Sens yy	1530.5	1381.41	Vérifiée

Donc la condition exigée est verifiée.

Remarque

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

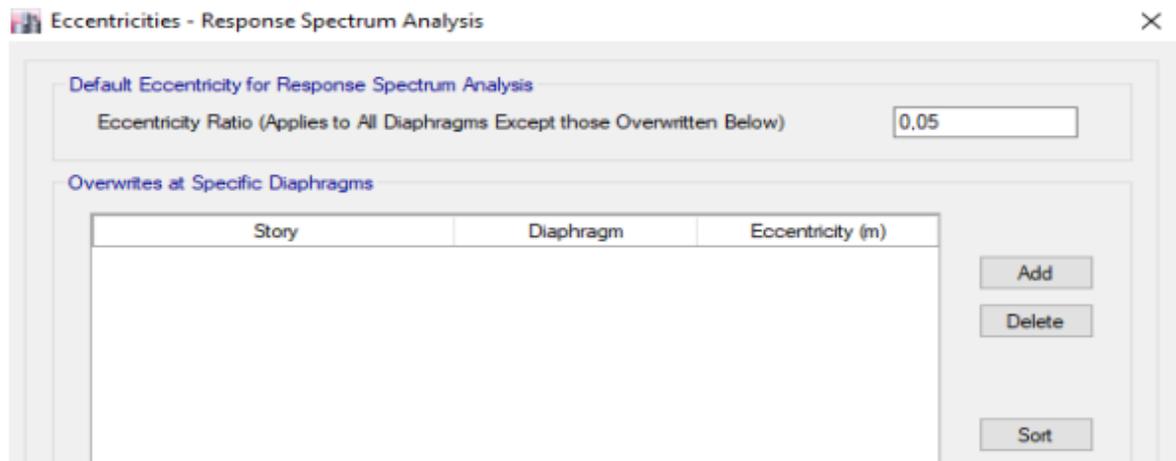


Figure 30 : Figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model

IV.4.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 ART3.4 a exigé pour les systèmes mixtes les vérifications suivantes :

IV.4.2.1. Sous charges verticales

- $\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \geq 80\%$ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)
- $\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \leq 20\%$ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).

Tableau 45: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
e-sol2	-23341,5	-4214,9	-27556,4	84,70	15,30
e-sol1	-20135,39	-3239,91	-23375,3	86,14	13,86
Rdc	-17353,79	-2980,64	-20334,43	85,34	14,66
Etage 1	-14756,84	-2608,01	-17364,85	84,98	15,02
Etage 2	-12080,11	-2328,74	-14408,85	83,84	16,16
Etage 3	-9621,51	-1899,13	-11520,64	83,52	16,48
Etage 4	-71353,79	-1518,6	-72872,39	97,92	2,08

<i>Etage 5</i>	-4781,94	-1022,51	-5804,45	82,38	17,62
<i>Etage 6</i>	-2457,02	-515,9	-2972,92	82,65	17,35

Observation

On voit clairement que l’interaction verticale est vérifiée.

IV.4.2.2. Sous charges horizontales

- $\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \geq 25\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.
- $\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voile}} \leq 75\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau 46: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans le sens xx

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Pourcentages repris (%)</i>		<i>observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	
e-sol2	380,84	930,07	1310,91	29,05	70,95	<i>Vérifier</i>
e-sol1	837,91	544,8	1382,71	60,60	39,40	<i>Vérifier</i>
rdc	701,92	486,05	1187,97	59,09	40,91	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 1</i>	741,36	340,85	1082,21	68,50	31,50	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 2</i>	559,679	405,21	964,889	58,00	42,00	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 3</i>	562,98	280,55	843,53	66,74	33,26	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 4</i>	370,41	325,24	695,65	53,25	46,75	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 5</i>	323,39	204,91	528,3	61,21	38,79	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 6</i>	231,22	104,23	335,45	68,93	31,07	<i>Vérifier</i>

Tableau 47: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans le sens yy

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Poucentages repris (%)</i>		<i>observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	
e-sol2	445,13	1042,32	1487,45	29,93	70,07	<i>Vérifier</i>
e-sol1	794,65	697,09	1491,74	53,27	46,73	<i>Vérifier</i>
rdc	663,58	517,14	1180,72	56,20	43,80	<i>Vérifier</i>

<i>Etage 1</i>	734,31	349,61	1083,92	67,75	32,25	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 2</i>	590,78	374,06	964,84	61,23	38,77	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 3</i>	600,34	246,74	847,08	70,87	29,13	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 4</i>	424,4	278,59	702,99	60,37	39,63	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 5</i>	410,01	144,25	554,26	73,97	26,03	<i>Vérifier</i>
<i>Etage 6</i>	257,15	124,47	381,62	67,38	32,62	<i>Vérifier</i>

Observation

Les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les 02 sens

IV.4.3. Effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante : $\gamma = N/ f_{c28} \cdot B \leq 0,3$

Tableau 48: Vérification de l'effort normal

<i>Niveaux</i>	La section adoptée (cm²)			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	observation
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>			
<i>pot e-soll+2</i>	50	55	2750	1795,850	0,261	vérifier
<i>pot rdc+1er étage</i>	45	50	2250	1276,570	0,227	vérifier
<i>pot 2+3</i>	40	45	1800	886,640	0,197	vérifier
<i>pot 4+5</i>	35	40	1400	576,010	0,165	vérifier
<i>pot 6</i>	35	30	1050	245,870	0,094	vérifier

Observation :

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.4.4. Vérification du dépassement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Avec : $\delta k = R * \delta_{ek}$

$$\Delta k < 1\% * h_e$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 49: Le déplacement inter étage dans le sens X-X

Sens xx	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
e-sol2	0,1621	0,8105	0	0,81	374	0	Vérifiée
e-sol1	0,4177	2,0885	0,8105	1,28	289	0,8105	Vérifiée
RDC	0,7059	3,5295	2,0885	1,44	289	2,0885	Vérifiée
Etage 1	0,9931	4,9655	3,5295	1,44	289	3,5295	Vérifiée
Etage 2	1,269	6.345	4.9655	1.38	289	0,8105	Vérifiée
Etage 3	1,519	7.595	6.345	1,25	289	2,0885	Vérifiée
Etage 4	1,7395	8.6975	7.595	0,10	289	3,5295	Vérifiée
Etage 5	1,9198	9.599	8.6975	0.9	289	0,8105	Vérifiée
Etage 6	2,0636	10.318	9.599	0.72	289	2,0885	Vérifiée

Tableau 50: Le déplacement inter étage dans le sens Y-Y

Sens yy	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
e-sol2	0,1642	0,821	0	0,82	374	0,220	Vérifiée
e-sol1	0,4293	2,147	0,821	1,33	289	0,459	Vérifiée
rdc	0,7449	3,725	2,147	1,58	289	0,546	Vérifiée
Etage 1	1,0718	5 ,359	3,725	1,63	289	0,566	Vérifiée
Etage 2	1,3936	6,968	5,359	2,61	289	0,557	Vérifiée
Etage 3	1,6895	8.448	6,968	1,48	289	0,512	Vérifiée
Etage 4	1,9563	9.782	8,448	1,33	289	0,462	Vérifiée
Etage 5	2,1839	8,850	9,782	1,14	289	0,394	Vérifiée

Etage 6	2,3617	8,950	10,920	0,89	289	0,308	Vérifiée
----------------	--------	-------	--------	------	-----	-------	-----------------

Observation

On remarque d’après les résultats exposés dans les tableaux précédents, que tous les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1 de la hauteur d’étage.

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

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

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur de l’étage « k ».

Tableau 51: Vérification de l’effet p-Δ sens X-X

Sens xx	<i>h_k</i>	<i>P_k</i>	<i>Δ_k</i>	<i>V_k</i>	<i>θ_k</i>	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
e-sol2	374	23863,6	0,62	1428,7971	0,028	Verifiee
e-sol1	289	20571,3	0,90	1380,806	0,046	Verifiee
RDC	289	17933,5	0,95	1306,540	0,045	Verifiee
Etage 1	289	15330,5	0,91	1203,156	0,040	Verifiee
Etage 2	289	12727,6	0,84	1081,275	0,034	Verifiee
Etage 3	289	10191,2	0,75	941,812	0,028	Verifiee
Etage 4	289	7654,22	0,64	779,973	0,022	Verifiee
Etage 5	289	5177,22	0,50	586,495	0,015	Verifiee
Etage 6	289	2699,55	0,38	353,1028	0,010	Verifiee

Tableau 52: Vérification de l’effet P-Δ sens Y-Y

Sens yy	<i>h_k</i>	<i>P_k</i>	<i>Δ_k</i>	<i>V_k</i>	<i>θ_k</i>
---------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		Observation
e-sol2	374,0	23863,6	0,82	1539,125	0,034	Vérifiée
e-sol1	289,0	20571,3	1,33	1488,148	0,063	Vérifiée
RDC	289,0	17933,5	1,58	1410,039	0,069	Vérifiée
Etage 1	289,0	15330,5	1,63	1299,807	0,067	Vérifiée
Etage 2	289,0	12727,6	1,61	1170,249	0,061	Vérifiée
Etage 3	289,0	10191,2	1,48	1021,723	0,051	Vérifiée
Etage 4	289,0	7654,22	1,33	851,026	0,042	Vérifiée
Etage 5	289,0	5177,22	1,14	644,144	0,032	Vérifiée
Etage 6	289,0	2699,55	0,89	392,934	0,021	Vérifiée

Observation

D’après les résultats obtenus dans les tableaux si dessus on peut dire que les effets du second ordre sont vérifiés a tous les niveaux dans les deux sens.

Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences imposées par le RPA 99 version 2003.

Toutes les étapes de l’étude dynamique à savoir le comportement de la structure, l’interaction voiles-portiques, et l’effort normal réduit, elles découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l’étude dynamique n’est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l’étude dynamique, selon le RPA99/2003, et cela avec les dimensions suivantes :

- **Poteaux**

E-SOL 2 et 1.....(50*55)cm2

RDC et 1^{er} étage(50*45) cm2

2^{ème} et 3^{ème} étage (45*40) cm2

4^{ème} et 5^{ème} étage (35*40) cm2

6^{ème} étage.....(30*35)cm2

- **Poutre**

Poutres principales..... (30*40) cm² –

Poutres secondaires..... (30*35) cm

Poutre brisée..... (30*40) cm²

- **Voiles**.....e=20cm(pour entresol 01 et 02) et e=15(EC)

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

Introduction

L'étude des éléments structuraux sont constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du ETABS :

- ELU
- ELS
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0,8G+E
- 0,8G-E

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximal)

- 1er cas : Nmax et M correspondant
- 2ème cas : Nmin et M correspondant
- 3ème cas : Mmax et N correspondant

V.1.1. Recommandation du RPA 99/ version 2003

- Les armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de, ($A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante)
 $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement)
- Le diamètre minimal utilisé sera $\varnothing_{min}=12mm$
- Longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de $40\varnothing$ en zone IIa.

- L'espacement (st) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodal est définie par l' et h' :

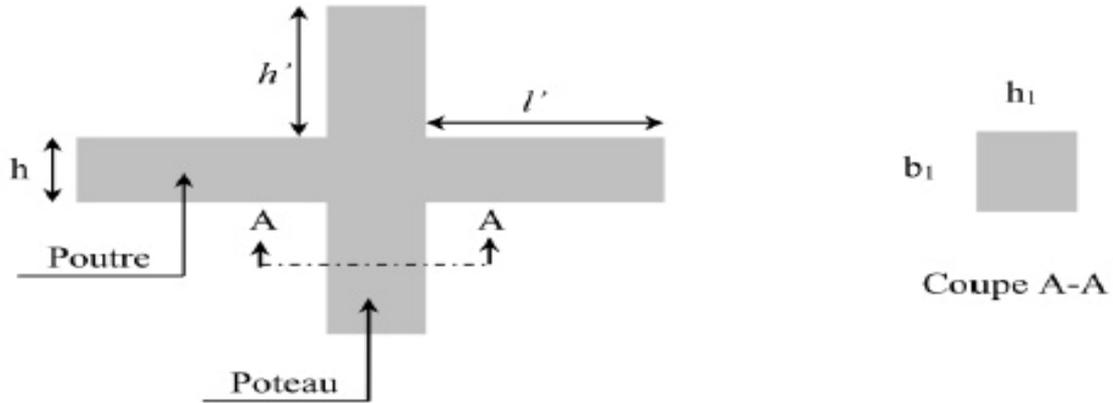


Figure 31 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 V2003 sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 53: Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau(cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	A_{max} RPA (cm^2)	
			A_{max} (z.courante)	A_{max} (z.recouvrement)
E-sol 1 et2	55*50	22	100	150
RDC et 1 ^{er} étage	50*45	18	90	135
2eme et 3eme	45*40	14.4	81	121.5
4eme et 5eme	40*35	11.2	72	108
6eme	35*30	8.4	64	96

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau 54: Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
Entresol 01et02	2535.06 → 13.05	149.43 → 1357.64	-803.28 → -21.82	100.76
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EX _{dun}	
RDC+ 1 étage	1986.41 → 25.15	112.54 → 964.19	-88.87 → 37.16	116.64
	ELU	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EX _{dun}	
2 et 3 étages	1422.85 → 27.05	89.60 → 621.02	34.69 → 20.61	93.63
	ELU	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
4 et 5 étages	884.13 → 24.20	64.003 → 316.84	-90.76 → 14.74	66.79
	ELU	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
6 et terrasse	360.28 → 26.81	44.46 → 179.05	41.35 → 19.77	40.97
	ELU	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	

V.1.2. Ferrailage des poteaux

V.1.2.1. Ferrailage longitudinal

Exemple de calcul :

On prend l'exemple du poteau du poteau du RDC qui a pour section 50*45

1ère combinaison **Nmax ~ Mcor**.....ELU

Le calcul se fait à la flexion composée

Nmax=1986.41 (compression)

Mcorr = 25.15 KN.m

Fissuration préjudiciable → e = 3cm

b = 45 cm; h = 50 cm; d = 48cm

Situation accidentelle → γs = 1; γb = 1,15

eg = M /N = 3.4 cm < h/ 2 = 26 cm ⇒ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

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, avec la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 0.460$$

On a : $M_{UA} = M_{UG} + N_u (d - h/ 2) = 0.443$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 0.323 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b * h * f_{bu} = 0.4607 \dots\dots\dots (2)$$

(1) < (2) donc on a : Section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = MUA / bd^2 f_{bu} = 0,313 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A = Mu / z * f_{st}$$

$$\alpha = 0.447$$

$$z = 0.385 \text{ m}$$

$$A_1 = 0.415 / (0.385 * 348) = 30.97 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - Nu / f_{st} = -19.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400 = 2.55 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux pour les différentes zones sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 55: Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux

niveau	Section (cm ²)	Type de section	Combinaison	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
E-sol 1 et 2	50*55	SPC	ELU	-20.94	3.13	22	4HA14+ 8HA16= 22.2
		SPC	ELA	-13.81	3.13		
		SET	ELA	7.12	3.13		
RDC 1 ^{er}	50*45	SPC	ELU	-19.05	2.55	18	12HA14= 20.36
		SPC	ELA	-7.569			
		SPC	ELA	2.25			
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45*40	SPC	ELU	-13.18	2.02	14.4	4HA12+ 8HA14= 16.84
		SPC	ELA	-3.75			
		SPC	ELA	1.4			
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40*35	SPC	ELU	-5.132	1.56	11.2	12HA12=13.57
		SPC	ELA	0.892			
		SPC	ELA	0.576			
6 ^{ème} et terrasse	35*30	SPC	ELU	0.787	1.15	8.4	8HA12=9.05
		SPC	ELA	1.58			
		SPC	ELA	1.8			

V.1.2.2. Ferrailage transversal

Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2.

On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$A_t / t = \rho V_u / h_1 f_e$$

h : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = (l_f / a \text{ ou } l_f / b)$$

a; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement

Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement St en respectant les conditions suivantes :

En zone IIa :

$$St \leq \min(10\emptyset l_{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$15\emptyset l_{\min} \rightarrow \text{Zone courant}$$

$\emptyset l_{\min}$: est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$$A_{t \min} = 0,3\%(b \text{ ou } h * t) \leftrightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\%(b \text{ ou } h * t) \leftrightarrow \lambda_g < 3$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante :

$$f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times (x - x_0 / x_1 - x_0)$$

Exemple de calcul :

$$b = 45\text{cm}, h = 50\text{cm}, h_e = 2.89 \text{ m}$$

$V = 116.64 \text{ KN}$ Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 0.7 * 2.89 = 2.023 \text{ m}$$

$$\lambda_g = l_f / a = 4.046$$

$$\rho = 3,75 \text{ d'après RPA99ART7.4.2.2}$$

$$St \{ \text{Zone courante} \rightarrow 21\text{cm}$$

$$\text{zone nodale} \rightarrow 14\text{cm}$$

$$A_t \{ \text{Zone courante} \rightarrow 4.028\text{cm}^2$$

zone nodale → 2.68 cm²

At min { Zone courante → 4.71 cm²

zone nodale → 3.15 cm²

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus :

Tableau 56: Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	E-sol 2 et 1	RDC et étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et terrasse
section (Cm ²)	55*50	50*45	45*40	40*35	35*30
Øl min (Cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
Lf m	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023
λg	5.236	4.49	4.49	4.49	5.05
Vmax (KN)	127.3	148.44	126.95	96.44	54.75
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
St _{cour} (cm)	21	18	21	24	21
St _{nod} (cm)	14	12	14	15	14
At _{courante} (cm ²)	2.65	3.45	4.13	4.12	2.05
At _{nodale} (cm ²)	1.77	2.30	2.75	2.57	1.36
At _{min^{cour}} (cm ²)	4.4	3.59	3.375	2.75	2.52
At _{min^{nod}} (cm ²)	3.17	2.4	2.25	1.8	1.68
At _{adoptée} (cm ²)	6HA10	6HA10	5HA10	4HA10	4HA10

V.1.3. Vérifications relatives aux poteaux

V.1.3.1. Vérification des armatures transversales

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit : $\phi_t \geq \phi_{lmax} / 3$.

Tableau 57: Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\phi_{lmax} / 3$ (mm)	ϕ_t (mm)	Observation
E-sol 2 et 1	16	5.33	10	Vérifiée
RDC et étage 1	14	4.66	10	Vérifiée
Etage 2 et 3	16	5.33	10	Vérifiée
étage 4 et 5	16	5.33	10	Vérifiée
étage 6 et terrasse	16	5.33	10	Vérifiée

V.1.3.2. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme.

La relation à vérifier est la suivante :

$$Br \geq Br_{cal} = (Nu / \alpha) \times (1 / (f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b)) + f_e / (100 \times \gamma_s))$$

Avec : $Br = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons fait au Chapitre II. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 58: Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveau	Section (cm ²)	Nu(KN)	Lf	i	Λ	α	Br (m ²)	Br _{cal} (m ²)
E-sol2 et 1	55*50	2535.06	0.2618	0.105	20.02	0.797	0.0891	0.128
RDC et 1 ^{er}	50*45	1986.41	0.2023	0.14	17.51	0.809	0.1254	0.097
Etage 2 et 3	45*40	1422.85	0.2023	0.18	32.86	0.722	0.1634	0.0784
Etage 4 et 5	40*35	884.13	0.2023	0.225	14.04	0.823	0.2064	0.0435
Etage 6 et T.inna	35*30	360.28	0.2023	0.275	12.72	0.828	0.254	0.0183

V.1.3.3. Vérification des contraintes

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / \mu t * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu t = b^2 y^2 + 15 [A'(y-d') - A(d-y)]$$

- Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 N_{ser} \mu t (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2f_e / 3; 110 \sqrt{f_{t28}}) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 59: Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

niveau	Section (cm ²)	Nser (KN)	Mser (KN.M)	Type de section	c(m)	p(m ²)	q(m ³)	μt(m ³)	σbc MPA	σsc MPA
Entresol 1 et 2	0.5*0.5	1836.210	71.57	SPC	0.303	- 0.281	-0.067	0.225	6.72	97.5
RDC et etage 1	0.5*0.45	1443.91	37.25	SPC	0.263	- 0.267	-0.061	0.192	5.92	85.85
Etage 2 et 3	0.45*0.45	1034.29	38.001	SPC	0.284	- 0.256	- 0.0559	0.164	4.84	70.16
Etage 4 et 5	0.45*0.40	642.85	36.65	SPC	0.277	- 0.277	- 0.0524	0.140	3.51	50.87
Etage 6 T.inna	0.4*0.35	262.33	29.75	SPC	0.282	- 0.274	-0.055	0.129	1.66	24.16

V.1.3.4. Vérification au cisaillement

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = V_u / b.d \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.040 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 60: Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Lf(m)	λg	ρd	d(m)	Vu (kn)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$
E-sol2 et 1	55*50	2.618	5.236	0.075	0.52	100.76	0.285	1.875
RDC et 1 ^{er}	50*45	2.023	4.49	0.04	0.47	116.64	0.482	1
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45*40	2.023	4.49	0.04	0.42	93.63	0.5	1
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40*35	2.023	4.49	0.04	0.37	66.79	0.488	1
6 ^{ème}	35*30	2.023	5.05	0.075	0.32	40.97	0.420	1

V.1.3.5. Dispositions constructives 88888

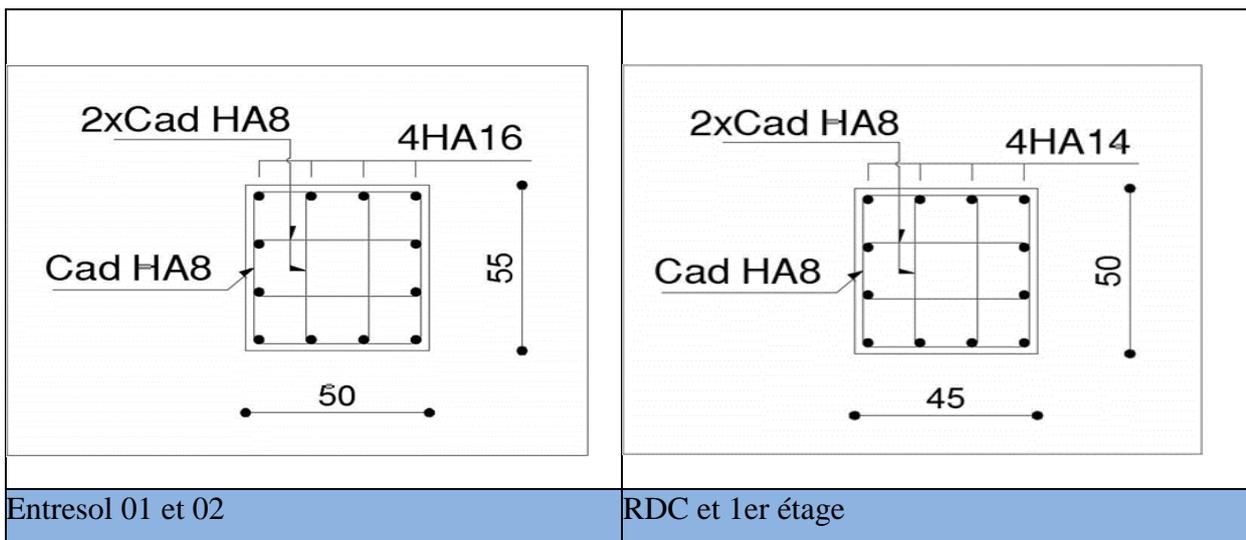
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.



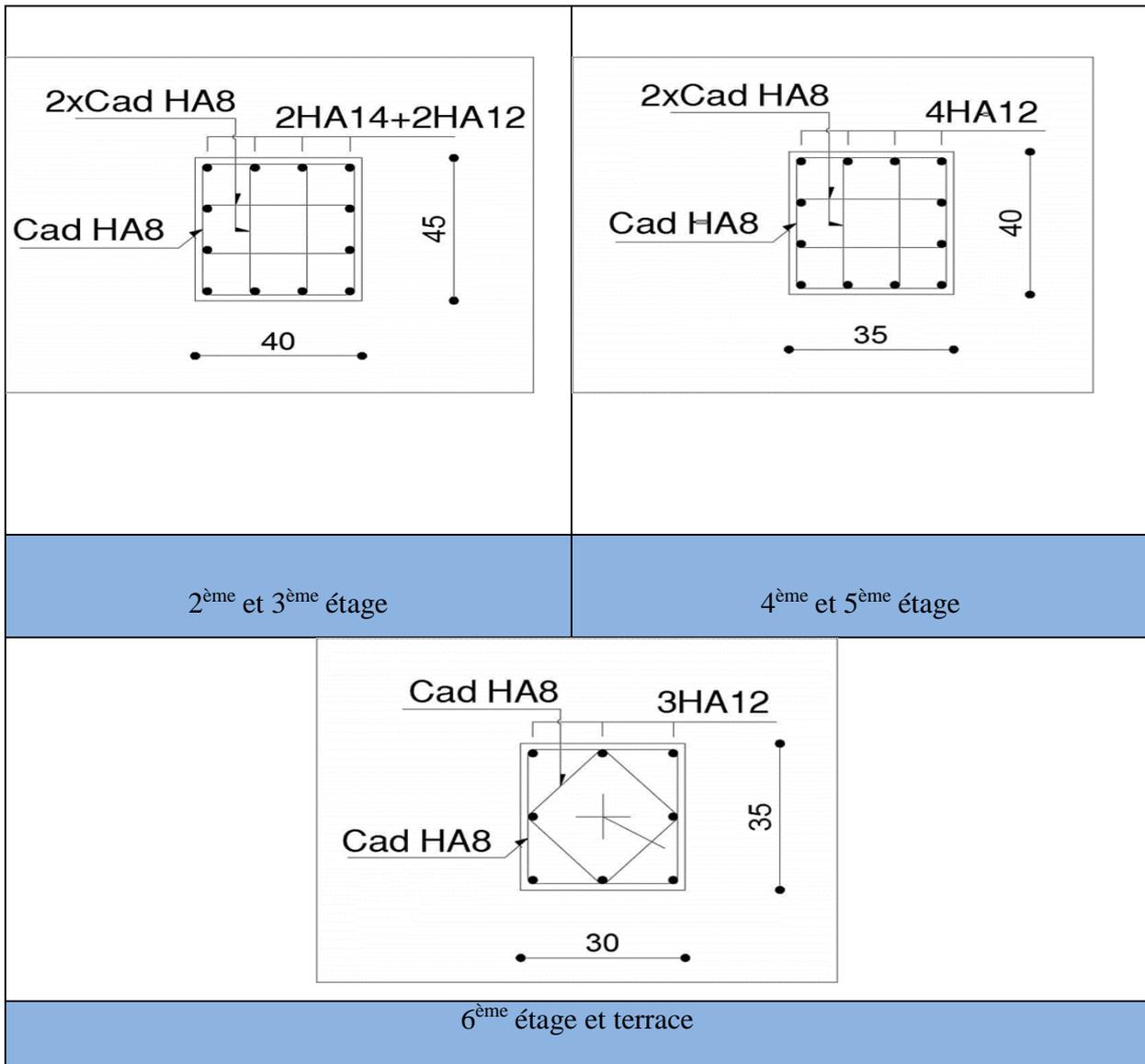


Figure 32 : Schémas de ferrailages des poteaux

V.1.4. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le calcul par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 est comme suit :

1- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)

3- $G + Q E$

2- $G + Q$ (ELS)

4- $0,8G E$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (35 × 40)
- Poutres secondaires (30 × 35)

V.1.4.1. Recommandations du RPA 99/2003

Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 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 du béton en toute section
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de en zone IIa[RPA99/V2003 Art (7.5.2.1)].
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

Armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
 $St \leq \min (h/4; 12\varnothing l)$ en zone nodale

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Tableau 61: Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×40	7,00	56	84
Secondaire	35×30	5,25	42	63

V.1.4.2. Les sollicitations maximales et ferrailage dans les poutres

1.1.1.1 Armatures longitudinales

Tableau 62: Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	type	section	localisation	M(kN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
terrasse	pp	30*40	appui	-35.33	2.74	6	3HA12+3HA14
			travée	34.94	3.34		
	ps	30*35	appui	-35.23	2.42	5.25	5HA14
			Travée	26.39	4.58		
étage courant	pp	30*40	appui	-137.59	6.24	6	3HA12+3HA14
			travée	103.001	6.41		
	ps	30*35	appui	-84.26	2.13	5.25	5HA14
			travée	85.18	1.18		

➤ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement Telle que : $l_r \geq 40\phi_t$

$l_r \rightarrow 14 \cdot 40 = 56 \text{cm}$

$l_r \rightarrow 12 \cdot 40 = 48 \text{cm}$

V.1.4.3. Armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$ **BAEL91 (article H.III.3)**

✓ **Poutres principales :** $\phi_t \leq \min\left(1,4 \cdot \frac{40}{35} \cdot \frac{30}{10}\right)$ $\phi_t \leq \min\left(1,4 \cdot \frac{40}{35} \cdot \frac{35}{10}\right)$ Donc on prend

$\phi_t = 8 \text{mm}$

✓ **Poutres secondaires** : $\phi_t \leq \min\left(1,4 \cdot \frac{35}{35} \cdot \frac{30}{10}\right)$ Donc on prend $\phi_t = 8mm$

On prend **4T8** = 2,01 cm²(un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min}\right)$

- Poutres principales : On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires : On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Poutres secondaires : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour les poutres principales} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour les poutres secondaires}$$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min}$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

V.1.4.4. Vérifications [BAEL 91]

V.1.4.4.1. Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\text{Pour poutres principales : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour poutres secondaires : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

Vérification des contraintes tangentielles

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Tableau 63: Vérifications des contraintes tangentielles

Niveau	Types	V (KN)	τ	$\bar{\tau}$	Observation
Habitation	Poutres principales	161.66	1.15	3.33	Vérifie
	Poutres secondaires	45.63	2.68	3.33	Vérifie
Terrasse IN	Poutres principales	100.64	0.96	3.33	Vérifie
	Poutres secondaires	33.19	1.11	3.33	Vérifie

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

En appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 64: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Niveau	Poutres	A_l (cm) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Habitation	Principale	8.01	161.66	74.30	1.92	-6.42	Vérifiée
	Secondaire	7,70	45.63	105.03	3.93	-9.8	Vérifiée
Terrasse inna	Principale	8.01	100.64	34.28	1.6	-2.25	Vérifiée
	Secondaire	7,70	33.19	47.88	1.6	-4.51	Vérifiée

V.1.4.4.2. Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcul de y: $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I: $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tableau 65: Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Niveau	Type de poutre	Localisation	Mser (kn .m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Habitation	Poutres principales	appuis	-97.13	41998	8.25	3.95	15
		Travée	46.13	51261	9.15	5.097	15
	Poutres secondaires	appuis	-50.14	30145	8.14	3.13	15
		Travée	12.73	36580	9.01	6.21	15
Terrasse IN	Poutres principales	appuis	-34.28	41998	8.25	5.29	15
		Travée	52.95	51261	9.15	4.71	15
	Poutres secondaires	appuis	-47.88	28189	8	13.59	15
		Travée	19.27	34183	8.85	6.65	15

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes

sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

- $\frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée
- $\frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{28,54}{10 \times 56,97} = 0,05$ Condition vérifiée
- $\frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,38} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$ Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

- $\frac{35}{500} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée
- $\frac{35}{500} = 0,077 \geq \frac{12,73}{10 \times 29,77} = 0,071$ Condition vérifiée
- $\frac{7,7 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,33} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$ Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

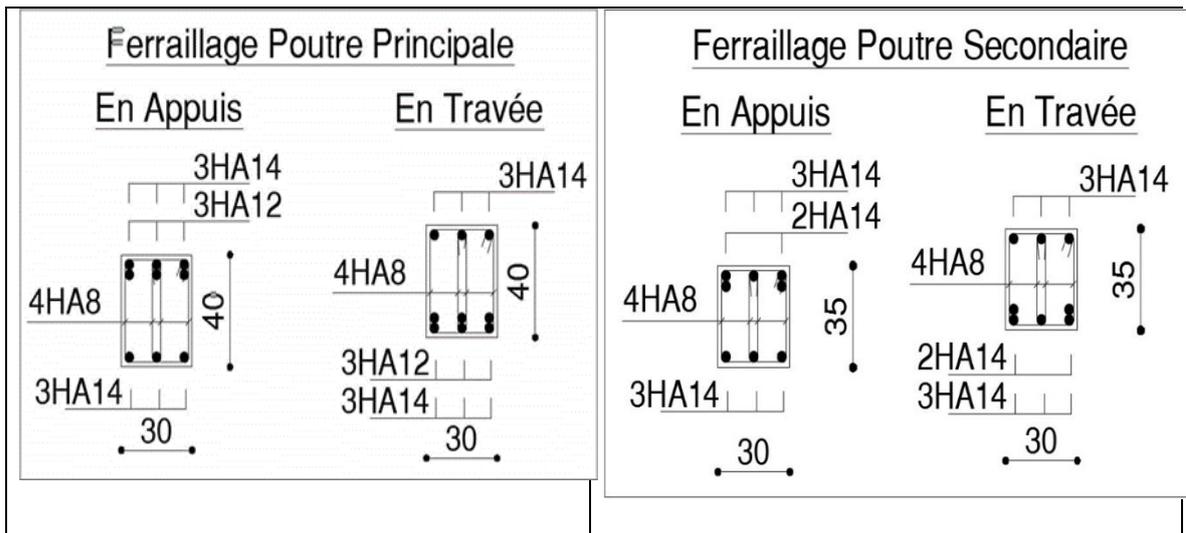


Figure 33 : Schema de ferrailage des poutres

Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

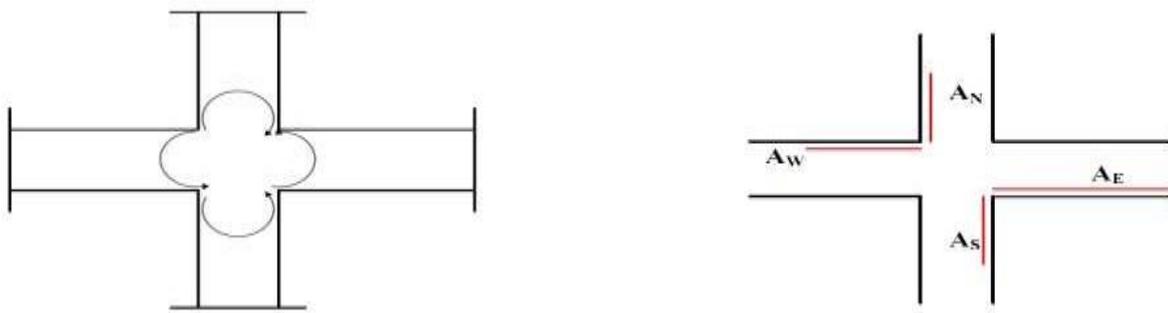


Figure 34 : Répartition des moments dans la zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

❖ Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$z = 0.9h$$

Tableau 66: Moment résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Entresol 1 et 2	55	49.5	22.2	348	382.41
RDC et 1er	50	45	20.36	348	318.8
Etage 2 et 3	45	40.5	16.84	348	237.34
Etage 4 et 5	40	36	13.57	348	170.004
Etage 6	35	31.5	9.05	348	99.20

Tableau 67: Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	H (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (kN.m)
Etage courant	principal	40	36	8.01	348	100.3
	Secondaire	35	31.5	7.7	348	84.40

Tableau 68: Vérification de la zone nodale

NIVEAU	PLAN	Mc=Mw	Ms	Mn	1.25*(Mc+Mw)	Mn+Ms	obs
Entresol 01 et 02	pp	100,3	382,41	318,8	250,75	701,21	vérifiée
	ps	84,4	382,41	318,8	211	701,21	vérifiée
RDC 1ère étage	pp	100,3	318,8	237,34	250,75	556,14	vérifiée
	ps	84,4	318,8	237,34	211	556,14	vérifiée
2 ^{ème} étage	pp	100,3	237,34	170	250,75	407,34	vérifiée
	ps	84,4	237,34	170	211	407,34	vérifiée
4ème ET 5étage	pp	100,3	170	99,2	250,75	269,2	vérifiée
	ps	84,4	170	99,2	211	269,2	vérifiée
6ème étage	pp	100,3	99,2		250,75	99,2	vérifiée
	ps	84,4	99,2		211	99,2	vérifiée

V.2. Etude des 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 II. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de ruptures sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.2.1. Recommandation du RPA99 version 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.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile

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

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre des efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10.

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. 5.3.2. 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 $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

- 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 $l/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

• Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts détraction dus aux moments de renversement.

V.2.1.1. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section(e×l)

A_v^{\min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_{\min} = 0,15\% \times e \times l$)

A_v^{\min}/ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_{\min} / ten = 0,2\% \times l_t$)

A_v^{\min}/com : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile

S_t : Espacement

$A_h^{\min} : 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement

N^{er} : Nombre de barre adoptée par espacement

V.2.1.2. Sollicitations dans les voiles

Tableau 69: Voiles Vx1 : L=1.35m

Niveaux	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Entresol 02 et 01	Vx1	1181.41	1078.31	1142.87	136.0	-84.51	377.55	423.64
RDC et étages courants		686.61	16.90	355.50	357.87	-20.08	34.38	239.52

Tableau 70: Voiles Vx3 : L=0.8m

Niveaux	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Entresol 02 et 01	Vx3	1294.45	756.90	756.90	1294.45	-335.96	386.91	307.81
RDC et étages courants		572.31	50.95	293.10	277.46	-8.25	73.15	200.56

Tableau 71: Voiles Vy1 : L=1.7m

Niveaux	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Entresol 02 et 01	Vy1	1873.54	2412.73	2412.73	1873.54	146.89	2375.15	816.91
RDC et étages courants		1063.07	16.48	636.64	862.33	47.517	64.37	395.91

Tableau 72: Voiles Vy2 : L=1.2m

Niveaux	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Entresol 02 et 01	Vy2	1834.19	2333.35	2333.35	1834.19	177.06	2299.64	805.08
RDC et etages courants		1012.21	10.58	617.0	818.989	41.02	70.80	389.91

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{x1} (Entre sol 1,2)

Données :

$$N_{max} = 1181.41 \text{ KN}; M_{cor} = 1078.31 \text{ KN.m}; V_u = 423.64 \text{ KN}$$

$$l = 1.35 \text{ m}; e = 20 \text{ cm}; d = 1.3 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}; \text{ (Situation accidentelle)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1078.31}{1181.41} = 0,912 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{1.35}{2} = 0.6 \text{ m}$$

Avec :

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0.2211 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 1.5780 \text{ MN.m}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1078.31 + 1181.41 \times \left(1.3 - \frac{1.35}{2} \right) = 1.816 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{01.816}{0.20 \times (1.3)^2 \times 18.48} = 0.290$$

$$\mu_{bu} = 0.290 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.439$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.07 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.816}{1.07 \times 400} = 42.42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{1.181}{f_{st}} = 12.90 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1.181}{1.35 \times 0.2} + \frac{1.078}{0.62} = 6.11 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1.181}{1.35 \times 0.2} - \frac{1.078}{0.62} = 2.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.63 \times 1.35}{2.63 + 6.11} = 0.4 \text{ m} \\ l_c = 1.35 - 2 \times 0.4 = 0.55 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 0.2\% (20 \times 40) = 1.6 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\% (e \times l_c) = 0.10\% (20 \times 55) = 1.1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a

$$A_{\min} = 0.15\% (e \times l) = 0.15\% (20 \times 135) = 4.05 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 423.64 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} = 2.27 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

Zone courante

$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) S_t \leq 30 \dots \dots \dots$ On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Zone nodale

$S_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

Donc :

$A_h = \frac{2.27 \times 0.20 \times 0.20}{0.8 \times 400} = 2.83 \text{ cm}^2$

$A_{h \text{ min}} = 0.15\% * e * s_t = 0.6 \text{ cm}^2$

Remarque : le calcul se fait par les sollicitations les plus défavorables

Tableau 73: Tableaux de ferrailage

Niveau		Entresol 02 et 01
L (cm)		135
e (cm)		20
M (KN.m)		1078.31
N (KN)		1181.41
V(KN)		423.64
SECTION		SPC
τ_U Mpa		2.27
Av cal /face (cm ²)		21.21
Av min/face (cm ²)		5.40
Av adop/face (cm ²)		14HA14
Lt		0.4
Lc		0.55
At(cm ²)		1.6
Ac(cm ²)		1.1
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	20
Ah cal/face (cm ²)		2.83
Ah min/face(cm ²)		0.6
Ah adop/face (cm ²)		2HA14
S _t (cm)		20

Tableau 74: Ferrailage du voile Vx1 = 1.35 m

Niveau	Entresol 02 et 01
--------	-------------------

L (cm)		170
e (cm)		20
M (KN.m)		2412.73
N (KN)		-1873.54
V (KN)		816.91
SECTION		SPC
τ_U Mpa		3.57
A_v cal /face (cm ²)		39.61
A_v min/face (cm ²)		4.95
A_v adop/face (cm ²)		20HA16
L_t (cm)		0.52
L_c (cm)		0.46
A_t (cm ²)		2.08=6HA8
A_c (cm ²)		0.92=2HA10
S_t (cm)	<i>extrémité</i>	10
	<i>Milieu</i>	20
A_h cal/face (cm ²)		0.42
A_h min/face(cm ²)		0.6
A_h adop/face (cm ²)		2HA10
S_t (cm)		20

Tableau 75: Ferrailage du voile $V_{y1} = 1.7$ m

Niveau	Etages courants
L (cm)	135
e (cm)	15
M (KN.m)	16.90
N (KN)	686.61
V (KN)	239.52
SECTION	SET
τ_U Mpa	1.04
A_v cal /face (cm ²)	8.58
A_v min/face (cm ²)	4.05

Av adop/face (cm ²)		8HA12
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	20
Ah cal/face (cm ²)		1.5
Ah min/face(cm ²)		0.45
Ah adop/face (cm ²)		2HA10
S _t (cm)		20

Tableau 76: Ferrailage du voile Vx1 = 1.35m

Niveau		Etages courants
L (cm)		170
e (cm)		15
M (KN.m)		16.48
N (KN)		1063.07
V(KN)		395.91
SECTION		SET
τ_U Mpa		1.72
Av cal /face (cm ²)		13.29
Av min/face (cm ²)		6.8
Av adop/face (cm ²)		9HA14
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	20
Ah cal/face (cm ²)		2.08
Ah min/face(cm ²)		0.45
Ah adop/face (cm ²)		2HA10
S _t (cm)		20

➤ Schémas de ferrailage

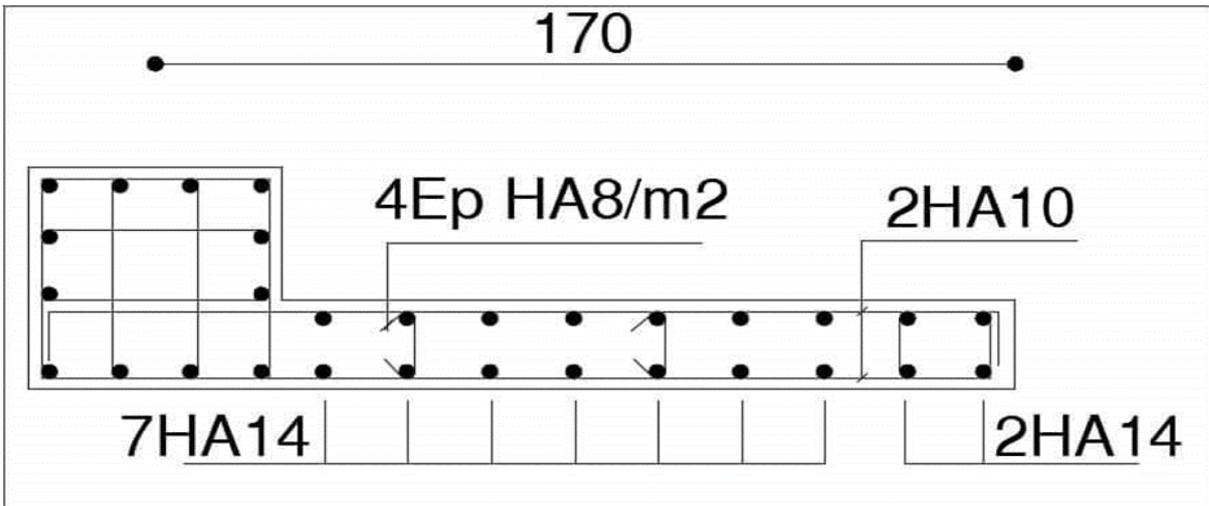


Figure 35 : Schéma de ferrailage du voile vy1(RDC et étages courants)

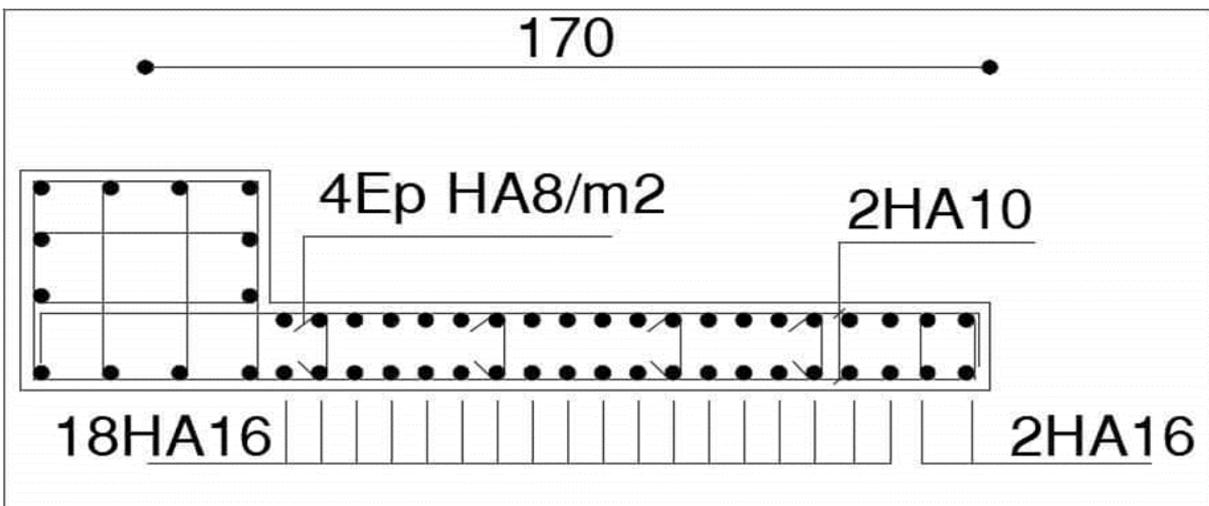


Figure 36 : Schéma de ferrailage du voile vy1 (entresol 01 et 02)

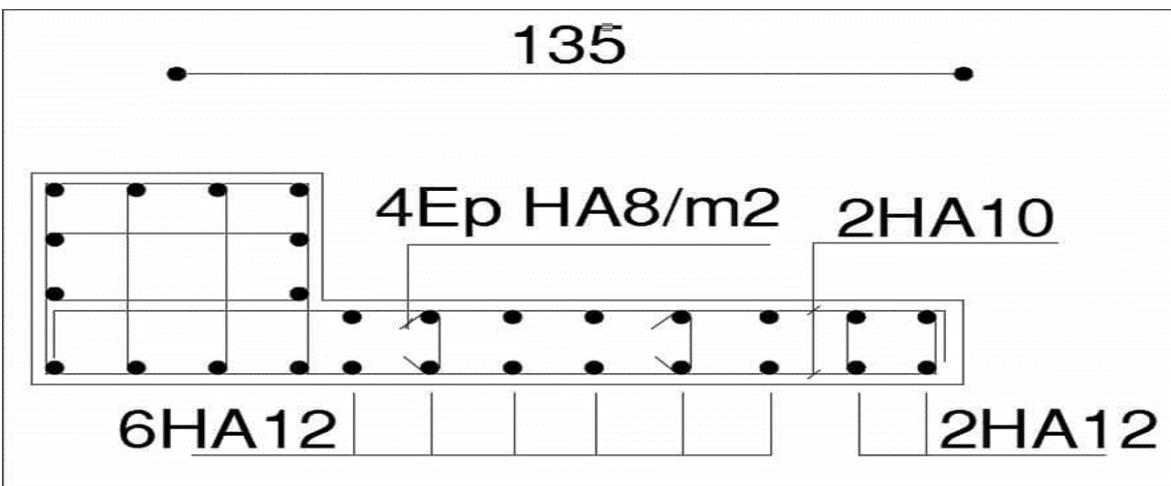


Figure 37 : Schéma de ferrailage du voile vx1(RDC et étages courants)

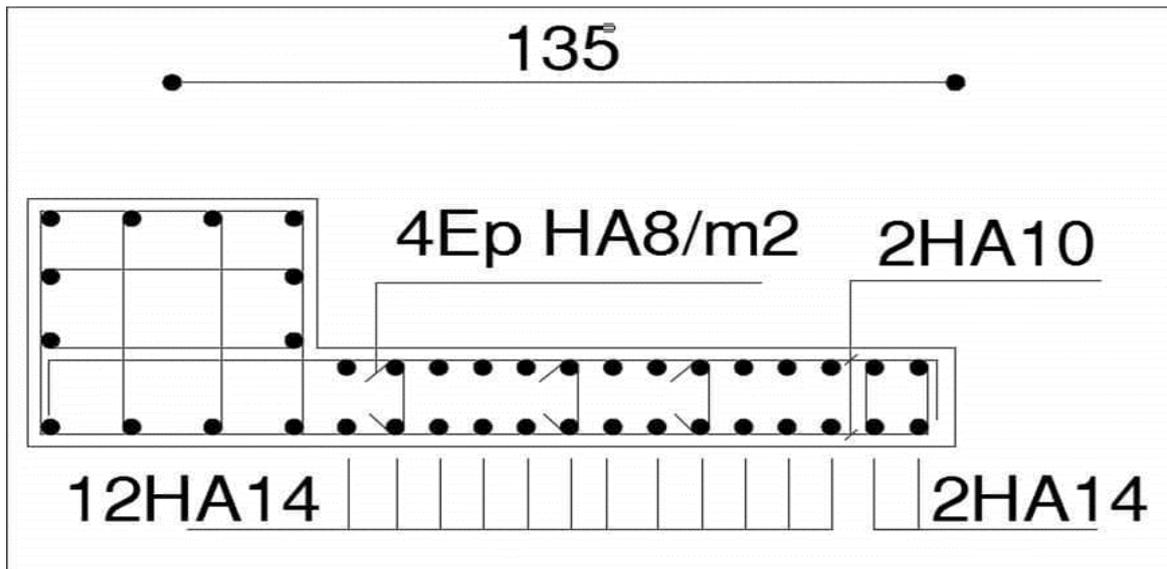


Figure 38 : Schéma de ferrailage du voile vx1 (entresol 01 et 02)

Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum de PPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/V16. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il existe plusieurs types de fondation, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (semelle isolée, semelle filante, radier général)
- Les fondations semi profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.1. Combinaison de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99version 2003, **Article 10.1.4.1**) se fait sous les combinaisons suivantes :

$G+Q\pm E$

$0,8G\pm E$

VI.2. Reconnaissance 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 $3\bar{\sigma}$ pour une profondeur d'ancrage de 2m.

VI.3. Choix du type de fondation

VI.3.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons à une première vérification telle que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N : effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (ETABS V2016).
N=27842.06KN

S : surface d'appui de la semelle. S=A×B

On a une semelle et un poteau homothétique $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$; $A = a/b \times B$

$$\text{Ce qui donne : } B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,55}{0,5} \frac{7823,4906}{300}} \Rightarrow B \geq 5,35\text{m}$$

a, b : dimensions du poteau à la base, poteau rectangulaire.

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,25m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

VI.3.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{27843,062}{300 \times 21} = 4,41\text{m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,25m donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

VI.3.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.3.3.1. Caractéristiques géométrique du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 5$ m

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{cm} \text{ Soit } h_r = 30\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} \text{ Soit } h_t = 75\text{cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m²;

b : largeur de la semelle;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la section du radier ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 5^4}{\pi^4 \cdot 3,216 \cdot 10^7}} = 72,6\text{cm}$$

Donc $h_t \geq 73,59\text{cm}$

La hauteur de la nervure choisie au paravent est vérifiée la condition de rigidité.

VI.3.3.2. Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 75\text{cm}$.

La largeur de la nervure : $b = 55\text{cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$

Enrobage $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier $S_{rad} = 329,7$ m²

VI.3.3.3. Vérifications nécessaires

Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} X_G = 10,5 \text{ m} \\ Y_G = 7,65 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} I_x = 6267,76 \text{ m}^4 \\ I_y = 11808 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 56,1373 \text{ MN.m} \\ M_y = 44,8469 \text{ MN.m} \end{cases} \text{ Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{X-X : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{26,772}{329,7} + \frac{56,1373}{6267,76} \times 7,65 = 0,122 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{26,772}{329,7} - \frac{56,1373}{6267,76} \times 7,65 = 0,043 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,122 + 0,043}{4} = 0.102 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{26,776}{329,7} + \frac{44,8469}{11808} \times 10,5 = 0,151 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{26,776}{329,7} - \frac{44,8469}{11808} \times 10,5 = 0,014 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,151 + 0,014}{4} = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_t = 0.675\text{m}$

Avec : $V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{26772,012 \times 5}{2 \times 329,7} = 203,002 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{203,002 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.3 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normal à l'état ultime

h_t : Hauteur totale de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55x50) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$ Tel que :

$$A = a + h_t = 0.5 + 0,75 = 1.25 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0,75 = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 5,1 \text{ m et } N_d = 3316.75 \text{ KN}$$

$$N_d = 2,421 \text{ MN} < 0.045 \times 5,1 \times 0,75 \times \frac{25}{1.15} = 3,742 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$);

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 2 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 329,7 \text{ m}^2$);

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 26772,012 \text{ KN} \geq 1.15 \times 2 \times 329,7 \times 10 = 7583,1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X** : $e = 1,503 < 3,925 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

✓ **Sens-Y-Y** : $e = 1,201 < 5,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

VI.3.3.4. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher inversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}, \text{ Avec } N_u : \text{L'effort normal ultime donné par la structure}$$

$$N_u = N_{u,cal} + 1,35(N_{rad} + N_{fiche\ pot}) + 1.5Q$$

$$Q_u = 91 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$l_x = 5,3 - 0,75 = 4,75\text{m}, l_y = 5,85 - 0,75 = 5,3\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0,0466 \times 91 \times 4,75^2 = 95,678\text{KN.m} \\ M_{oy} = 0,7635 \times 95,678 = 73,05\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 81,327 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 62,093\text{KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -47,839 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$,

Condition de non fragilité

$$\text{On a } e = 30\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min\ x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2,52\text{cm}^2 \\ A_{min\ y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,4\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tableau 77: Ferrailage de radier

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} De barres	St (cm)
Travée	X-X	81,327	8,68	2,52	14,07	10HA14	15
	Y-Y	62,093	6,56	2,4	7,92	7HA14	15
Appui		47,839	5,02	2,52	10,08	8HA12	10

Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_u}{S_{rad}}, \text{ Avec } N_u : \text{L'effort normal ultime donné par la structure}$$

$$N_s = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{fiche\ pot} + Q$$

$$Q_s = 70,3 \text{ KN /m}^2$$

$$\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,5358 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 85,176 \text{KN} \\ M_{oy} = 45,637 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 72,4 \text{KN} \\ M_{ty} = 38,79 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -42,59 \text{KN}$$

Tableau 78: Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
Travée	X-X	72,4	9,29	107538	6,26 < 15	vérifier	188,91 < 201.63
	Y-Y	38,79	8,03	81745	3,81 < 15	vérifier	142,11 < 201.63
Appui		42,59	7,47	71110	4,47 < 15	vérifier	184,46 < 201.63

VI.3.3.5. Les nervures

Les nervures sont des poutres continues de section en T, Sont ferrailier à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 79: Ferrailage de nervure sens XX

Localisation	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopter(cm ²)
Appuis	-753.02	33.56	4.78	6HA20+6HA
Travée	448.34	19.03	4.78	12HA20+6HA16

Tableau 80: Ferrailage de nervure sens YY

Localisation	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopter(cm ²)
Appuis	-1107.0	52.86	4.78	6HA25+6HA16
Travée	639.25	27.94	4.78	6HA20+6HA16

Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales est par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t = 10\text{mm}$$

Espacement :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{tmin}; 30\text{cm} \right) \rightarrow s_t = 10\text{mm} \text{ et pour } A_t = 2,475\text{cm}^2$$

on prend $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau Dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Donc :

$$A_p = 0.75 \times 3 = 2.25\text{cm}^2$$

La vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5\text{MPa} \text{ pour une Fissuration préjudiciable}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 2.34 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée donc pas risque de cisaillement

La vérification a L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 81: Les vérifications à l'ELS sens XX

Localisation	M	A(cm ²)	Y (m)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
Appuis	-549.24	49.76	0.319	$10.18 \leq 15$	oui	$191.27 \leq 201.63$	oui
Travée	326.98	30.91	0.013	$6.86 \leq 15$	oui	165.70	oui

Tableau 82: Les vérifications à l'ELS sens YY

Localisation	M	A(cm ²)	Y (m)	$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}} \leq 1$ MPa	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
Appuis	466.21	67.15	0.287	13.43 < 15	vérifier	199.17 < 201	vérifier
Travée	801.57	30.91	0.235	10.79 < 15	vérifier	189.13 < 201	vérifier

La vérification vis-avis la flèche :

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Schémas de ferrailage du radier

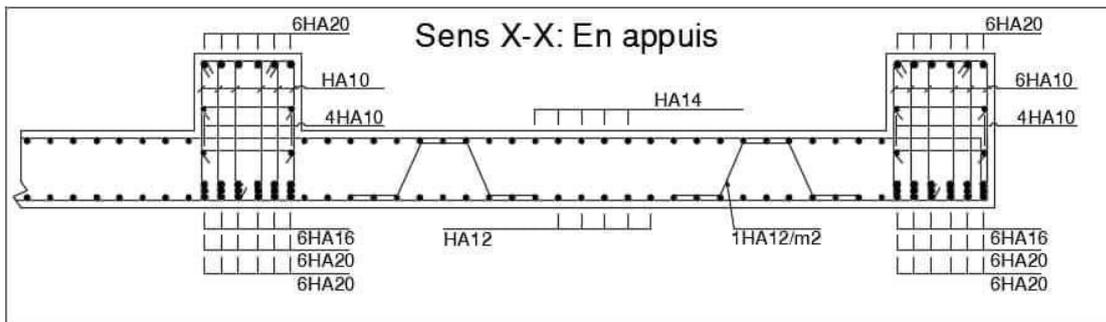


Figure 39 : En appuis sens XX

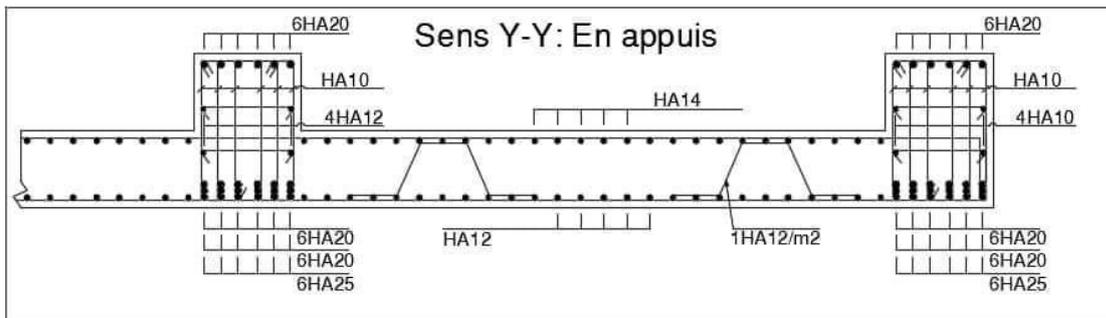


Figure 40 : En appuis sens yy

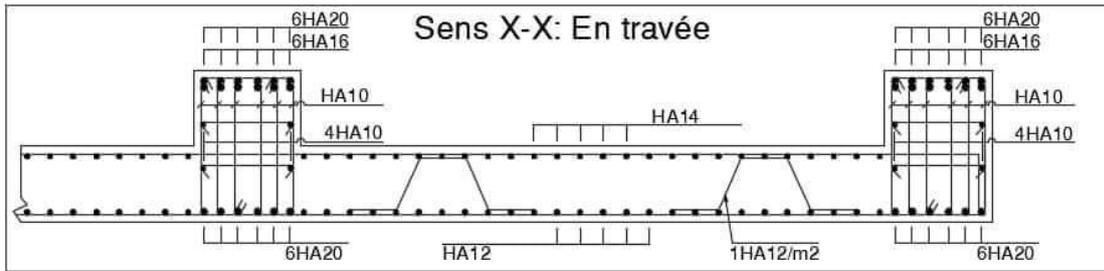


Figure 41 : En travée sens xx

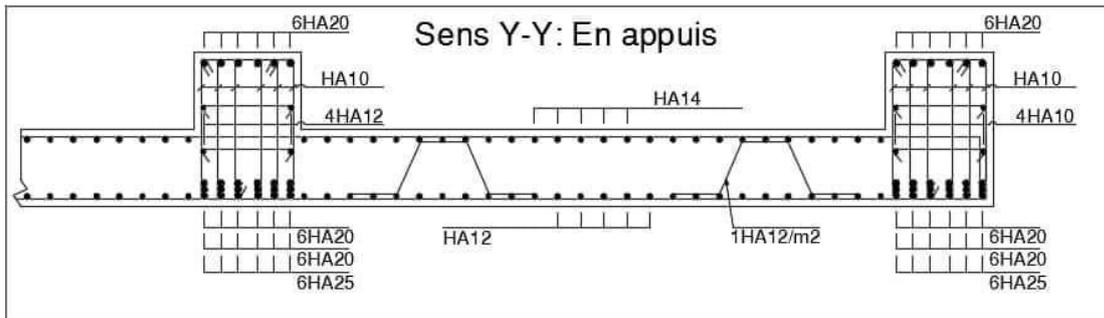


Figure 42 : En travée sens yy

VI.4. Études du voile périphérique

D'après le **RPA99/2003(Art 10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ❖ L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- ❖ Il doit contenir deux nappes d'armatures
- ❖ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- ❖ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.4.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=6,63\text{m}$
- Longueur $L=5,3\text{m}$
- Épaisseur $e =20\text{ cm}$

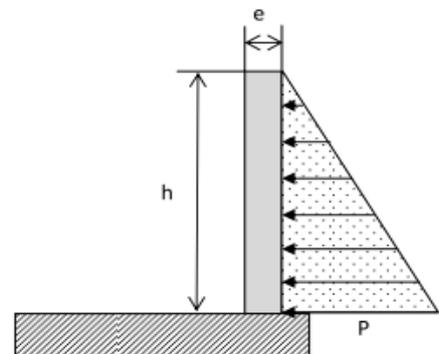


Figure 43 : Répartition des contraintes sur le voile

❖ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 19\text{KN/m}^3$
- Cohésion (sol non cohérent $c_u = 0\text{bar}$)
- Angle de frottement $\varphi = 25^\circ$

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

❖ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 6,63 \times 19 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 51,12 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4,06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VI.4.2. Calcul du ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 6,09$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 75,102 \text{ KN/m}^2$$

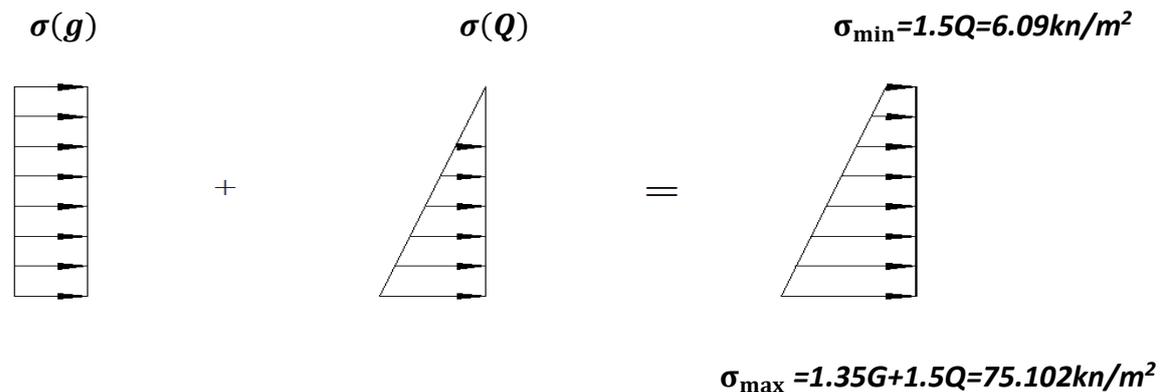


Figure 44 : Diagramme des Contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 75,102 + 6,09}{4} = 57,85\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 57,85\text{KN/ ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 5,2\text{m e} = 0,2 \text{ m}$$

$$L_y = 5,85\text{m}$$

$$\rho = \frac{5,3}{5,85} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

❖ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 74,1 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = 58,05 \text{ KN. m}$$

❖ **Les moments corrigés**

Travée

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 62,98 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 49,34 \text{ KN. m}$$

Appui

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -37,04 \text{ KN. m}$$

❖ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ (RPA99/2003 ART 10.1.2)

Tableau 83: Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN. m	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	62,98	0,197	0,278	0,13	13,58	2	8HA20=25,13
	Y-Y	49,34	0,155	0,21	0,14	10,33	2	8HA20=25,13
Appui		-37,04	0,116	0,155	0,14	7,57	2	7HA16=5.92

❖ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

VI.4.2.1. Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,89 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,89) 100 \times 20 = 1,69$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x + L_y} = 92,6 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x + L_y} = 63,11 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_x = 0,8502 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 55,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 55,18 + 4,06}{4} = 42,4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 42,4 \text{ KN/m}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 62,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 53,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

Travée

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 53,45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 45,44 \text{ KN.m}$$

Appui

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -37,05 \text{KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau 84: Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN. m	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Observatio n	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
Travée	x-x	62,98	7,51	355266	11,39	Vérifiée	170,22 ≤ 201.63
	y-y	49,34	7,51	35266	9,68	Vérifiée	144,72 ≤ 201.63
Appui		-37,05	6,12	24283	7,92	Vérifiée	172,44 ≤ 201.63

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

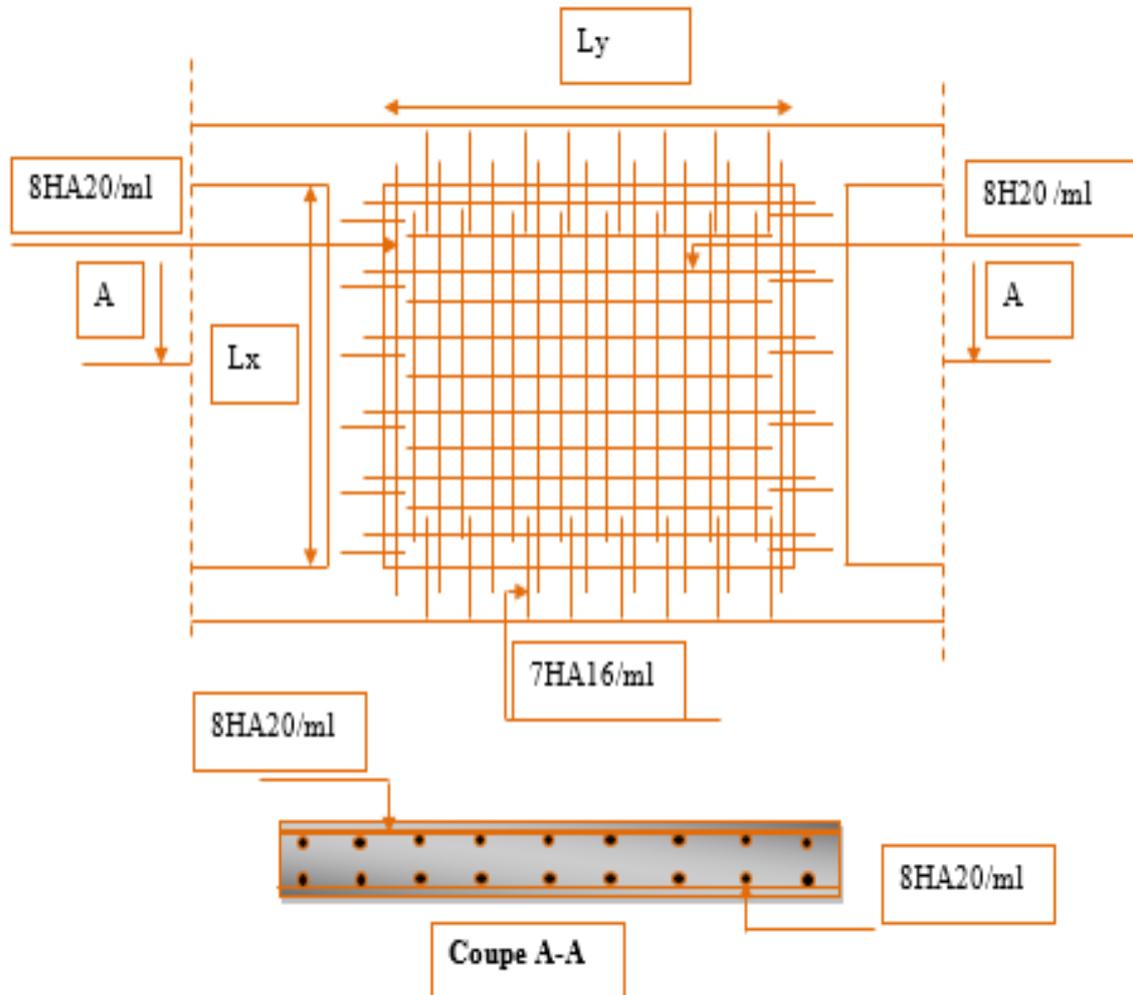


Figure 45 : Schéma de ferrailage du voile

Conclusion

L'étude et le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol ainsi les caractéristiques géométriques de la structure

Après avoir effectué les calculs nécessaires on a opté pour un radier nervuré de 30cm de hauteur pour la dalle (h_r), de 75cm de hauteur pour les nervures (h_t) et d'une surface de $S=329,7$

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature de 8HA20 selon le sens xx , et de 8HA20 selon le sens yy et 7HA16 en appuis.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, cette étude nous a permis d'enrichir des connaissances requises de long de notre cursus et d'en faire un certain nombre de conclusion. Parmi celle-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient il ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant des effort internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.

La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.

Outre le résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requise par les règlements en vigueur.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissance acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aides plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons que ce travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Liste bibliographie

Liste bibliographie

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- DTR BC 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Outil de conception AUTO CAD 2016
- Outil de de calcul EXCEL 2013.
- Outil de saisie Word 2013.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexes

Annexe 01

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	β_x	β_y	β_x	β_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	0.5103	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	0.5969	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6138	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	0.6676	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	0.8480	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	0.9383
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

Annexes

Annexe 02

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
 au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 03

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

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	37.70
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	7.70	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	80.09	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	15.83	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

