

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+8+entre-sol) à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte voiles-portiques

Réalisé par :

Mr BOUGHOUAOU HICHEM
Mr DRAOUI ANIS

Encadreur :

Mr A. LAICHAOUI

Devant le jury composé de :

Mr BENYESSAD
Mm BOUAYAD

Promotion 2020/2021

Remerciement

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur **LAICHAOUÍ**.

Nous tenons également à remercier nos familles **BOUGHOUAOU** et **DRAOUI** pour nous avoir encouragées.

Nos vifs remerciements vont également aux membres, qui nous ont faits l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A la mémoire de ma très chère grand-mère.

A mes très chères sœurs.

A mes très chères tantes et oncles

A mon binôme et ami Anis, et aussi à tous mes
amis.

H. BOUGHOUAOU

Dédicaces

Couronnement a Allah, le clément qui m'a inspiré et comblé
de bien fait

Je dédie ce modeste travaille a :

A mes chers parents qui m'a soutenu et supporter pendant
toutes mes études, en

Témoignages d'effectation et de profonde reconnaissance
envers eux :

A mes chères frères et sœurs

A mes chers neveux et à tous le reste de ma familles

A mon binôme et sa famille

A mes copains et toute les personnes qui m'aime et j'aime et
tous qui m'ont aidé de près ou de lions

Draoui Anis

Symboles et Notations:

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

B_r : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a : Une dimension transversale.

b : Une dimension longitudinale.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et f_{t28} Résistance calculé à 28 jours.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section de béton armé.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x : Coordonnée en général.

y : Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

Table de matière

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
Introduction.....	2
I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Caractéristiques des matériaux.....	2
I.2.1. Béton.....	2
I.2.2. Les aciers	5
I.3. Les actions et sollicitations.....	6
I.3.1. Actions	6
I.3.2. Sollicitations	7
I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA	7
Conclusion.....	8
Chapitre II:Prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	9
II.2. Prédimensionnement des éléments principaux	9
II.2.1. Les poutres	9
II.2.1.1. Poutres principales	9
II.2.1.2. Poutres secondaire.....	9
II.2.1.3. Vérifications selon RPA 99.....	9
II.2.2. Les voiles	9
II.2.3. Les poteaux	10
II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires	10
II.3.1. Les planchers	10
II.3.1.1. Planchers à corps creux	10
II.3.1.2. Les dalles pleines	12
II.3.2. Les escaliers	13
II.3.3. L'acrotère.....	15
II.4. Evaluation des charges et des surcharges.....	16
II. 5. Descente de charge	17
II.6. Conclusion	23
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
Introduction.....	24

III.1. Étude des planchers	24
III.1.1. Etudes des poutrelles.....	24
III.1.2. Ferrailage des poutrelles.....	30
III.1.2.1. Calcul à l'ELU.....	30
III.1.2.2. Vérification à l'ELS.....	33
III.2: Etude de l'acrotère.....	35
III.2.1:Hypothèses de calcul	35
III.2.2: Charge horizontale (Charge sismique).....	36
III.2.3 : Calcul des sollicitations	36
III.2.4: Ferrailage de l'acrotère	38
III.2.5: Vérifications à l'ELU.....	38
III.2.6 : à l'ELS : (vérification des contraintes).....	39
III.3Etude de l'ascenseur	40
III 3.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	40
III.3.2. Etude de la dalle pleine du local machine.....	43
III.4.Etude des escaliers	47
III.5 Calcul de la poutre palière.....	52
III.6:poutre de chaînage.....	56
III.6.1.Dimensionnement RPA99 (article 9.3.3).....	56
III.6.2.Calcul des sollicitations	56
III.7Dalles pleines.....	58
Conclusion.....	65
 Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction.....	66
IV.2.Le choix de type de contreventement	66
IV.3.Méthode de calcul	66
IV.4.Spectre de réponse de calcul	68
IV.4.1 définition du spectre de réponse de calcul	68
IV.4.2.résultats obtenus après modélisation	69
IV.4.2.1.Disposition et longueur des voiles	69
IV.4.2.2.Analyse modale	70
IV.5.Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	71
IV.5.1 Période de vibration et participation massique	71
IV.6.Conclusion	71

IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	72
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	72
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	73
IV.5.5. Vérification du déplacement entre étages.....	74
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	75
IV.6. Conclusion	76
CHAPITRE V : Etude des éléments structurant	
V.1. Etude des poutres.....	77
V.1.1 Introduction.....	77
V.1.2 Ferrailage	77
V.1.3 Recommandation de BAEL	78
V.1.4 Calcul du ferrailage.....	78
V.1.5 Vérification des armatures selon le RPA 99	79
V.1.6 Les armatures transversales.....	79
V.1.7 Vérification à l'ELU	80
V.1.8 Vérification à l'ELS	81
V.1.9 Schéma de ferrailage des Poutres	82
V.2. Etude des poteaux.....	82
V.2.1 Introduction.....	82
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003).....	83
V.2.3 Sollicitations de calcul.....	85
V.2.4 Calcul du ferrailage.....	85
V.2.5. Armatures transversales.....	87
V.2.6 .Vérifications.....	87
V.2.7 .Schémas de ferrailage.....	92
V.3. Étude des voiles.....	93
V.3.1. Introduction.....	93
V.3.2. Recommandations du RPA99.....	93
V.3.3. Sollicitations de calcul.....	94
V.3.4 Calcul du ferrailage.....	95
V.3.5. Vérifications.....	97.
V.3.6 Schéma de ferrailage.....	99
V.4. Conclusion.....	99

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction.....	100
VI.1 Choix du type de fondation	100
VI.1.1 Pré dimensionnement du radier	101
VI.1.2 Vérification des contraintes dans le sol.....	102
VI.1.3 Vérification au cisaillement.....	103
VI.1.4 Vérification au poinçonnement.....	103
VI.1.5 Vérification de la poussée hydrostatique	103
VI.1.6 vérification à la stabilité au renversement	103
VI.2 Ferrailage du radier général.....	104
VI.2.1 Calcul à l'ELU	104
VI.2.2 Vérification à l'ELS.....	104
VI.3 : Etude des nervures.....	106
VI.3.1 Calcul des charges équivalentes uniformes	106
VI.3.2 Ferrailage des nervures.....	107
VI.3.3 Vérification à L'ELU.....	109
VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS.....	109
VI.3.5 schéma de ferrailage	109
VI.4.Voile périphérique	110
VI.4.1.Introduction	110
VI.4.2 Dimensionnement des voiles.....	110
VI.4.3.Caractéristiques du sol	110
VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges	111
VI.4.5. Ferrailage du voile	111
Conclusion.....	114
Conclusion générale.....	115

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1:Diagramme contraintes déformations.....	3
Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).....	4
Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	4
Figure I.4:Diagramme contraintes déformations.....	6

Chapitre II:Prédimensionnement des éléments

Figure. II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
Figure. II .2 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	11
Figure. II 3 : Panneau de la dalle 1.....	12
Figure. II 4 : Panneau de la dalle 2,3.....	12
Figure II.5 : Panneau de la dalle 4.....	13
Figure II.6 : Détail d'un escalier.....	13
Figure II.7 : coup horizontale d'escalier.....	14
Figure II.8 : coup verticale d'escalier.....	14
Figure II.9 :Schéma statique de la volée 1.....	14
Figure II.10: Schéma de l'acrotère.....	15
Figure II.11 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	17
Figure II.12. les deux poteaux choisis pour le calcul de la descente de charge.....	18
Figure. II.13 surface revient au poteau P1.....	18
Fig. II.14. Poteau « P ₂ » de la descente de charges.....	21
Figure. II.15. Section brute.....	22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. Dimensions de la poutrelle.....	24
Figure III.2 : Schéma d'une poutre continue.....	26
Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant .deux travées.....	26
Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	26
Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de type 6, habitation.....	27
Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 6.....	29
Figure III.7. Schéma ferrailage des poutrelles.....	35
Figure III.8 Coupe transversale de l'acrotère.....	36
Figure III.9 Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	40

Figure III.10:L'ascenseur.....	43
Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine et la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	47
Figure.III.12 : vue en plan de l'escalier droit	47
Figure.III.13 : Schéma statique de l'escalier droit.....	47
Figure. III.14: Schéma statique de l'escalie.....	47
Figure. III.15: Schéma ferrailage de l'escalier.....	52
Figure III.16 : schéma statique de la poutre palière.....	52
Figure III.17 : schéma ferrailage de la poutre palière.....	55
Figure III.18 Schéma statique.....	56
Figure III.19 Schéma ferrailage poutre de chainage.....	58
Figure. III.20: Dalle sur 4 appuis.....	58
Figure. III.21 schéma de ferrailage de la dalle sur 04 appuis.....	59
Figure. III.22 Dalle sur 02 appuis.....	60
Figure. III.23 Dalle sur 03 appuis.....	63
Figure. III.24 schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis.....	65
Chapitre IV : Etude dynamique	
Figure IV.1. Spectre Sens yy.....	69
Figure IV.2. Spectre Sens xx	69
Figure IV.3. Vue en plan de la disposition des voiles.....	69
Figure IV.4. Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	69
Figure. IV.5.1 ^{er} mode (translation selon xx).....	70
Figure. IV.6. 2 ^{ème} mode (translation selon yy).....	70
Figure. IV.7.3 ^{ème} mode (rotation autour de z).....	71
Chapitre V : Etude des éléments structurant	
Figure. V.1 : ferrailage des poutres principales et secondaires.....	82
Figure. V.2. schéma du ferrailage des poteaux coup horizontale.....	92
Figure. V.3. schéma explicative de la zone nodal et la zone du changement de la section...	92
Figure. V. 4 : Schéma de ferrailage de voile (V_x et V_y).....	99
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI.1 détaille schéma de ferrailage du radier.....	105
Figure VI.2 Schéma des lignes de rupture du radier.....	105
Figure VI.3 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens xx	106
Figure VI.4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.....	107

Figure VI.5 coupe d'une nervure sens x-x.....	108
Figure VI.6 schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	110
Figure. VI.7.Répartition des contraintes sur le voile.....	111
Figure. VI.8 schémas de ferrailage voile périphérique.....	114

Liste des tableaux :

Chapitre I : Généralités

Tableau I : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton et acier.....	8
--	---

Chapitre II:Prédimensionnement des éléments

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	16
Tableau II.3. Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	16
Tableau II.4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	17
Tableau II.5 Evaluation des charges sur les escaliers.....	17
Tableau II.6 Evaluation des charges sur l'acrotère.....	17
Tableau II.7.Le calcul des surfaces pour chaque niveau.....	19
Tableau II.8.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₁	19
Tableau. II.9.La loi de dégression pour le poteau P ₁	19
Tableau II.10.Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁ :.....	19et20
Tableau II.11.Vérification de la résistance (compression simple)	22
Tableau II.12.Vérification au flambement.....	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1:Les différentes charges sur les poutrelles.....	24
Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.....	27
Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles.....	29
Tableau III.4 : Sollicitation maximales dans les différents types poutrelles.....	30
Tableau III.5 : Sollicitations maximales.....	30
Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles des plancher habitation et terrasse inaccessibles...33	
Tableau III.7 : Vérification des contraintes en appuis intermédiaires.....	34
Tableau III.8 : Vérification des contraintes en appuis de rive.....	34
Tableau III.9 : les sollicitations de l'acrotère.....	36
Tableau III.10: ferrailage de l'acrotère.....	38
Tableau III.11: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	41
Tableau III.12: Résultats de calcul des contraintes.....	43
Tableau III.13 : Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines.....	45
Tableau III.14 : Résultats de calcul des contraintes.....	46
Tableau.III.15 : calcul des réactions.....	49

Tableau.III.16 : calcul des sollicitations.....	49
Tableau.III.17: Calcul des armatures principales.....	50
Tableau III.18:Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	51
Tableau III.19 : Vérifications de la flèche (en mm).....	52
Tableau III.20 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	53
Tableau III.21 : Vérification de compression dans la poutre palière.....	55
Tableau III.22 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage.....	56
Tableau III.23 : vérifications des contraintes.....	57
Tableau III.24 Résultats de ferrailage de la dalle(D1).....	59
Tableau III.25 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 1.....	60
Tableau III.26 Résultats de ferrailage de la dalle (D2).....	61
Tableau III.27 : Vérification de la compression du béton	62
Tableau III.28 Résultats de ferrailage de la dalle (D4).....	63
Tableau III.29 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 4.....	64
Tableau III.30: Vérifications de la flèche (en mm).....	64
Conclusion.....	65

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.....	68
Tableau IV.2.Périodes et taux de participation massique de la structure Tableau.....	71
Tableau IV.3.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	72
Tableau IV.4.Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.....	72
Tableau IV.5.Vérification de l'interaction verticale	73
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction horizontale.....	73
Tableau IV.7.Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	74
Tableau IV.8. Revérifiassions de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	74
Tableau IV.9.Vérification des déplacements entres étages sens xx.....	74et75
Tableau IV.10. Vérification des déplacements entres étages sens yy.....	75
Tableau IV.11. Vérification des effets du second ordre sens xx.....	76
Tableau IV.12.Vérification des effets du second ordre sens yy.....	76

Chapitre V : Etude des éléments structurant

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires	79
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles	80
TableauV.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	81

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton	81
Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres	82
Tableau V.6.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	84
Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux	85
Tableau V.8.Ferraillage des poteaux	87
Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales	87
Tableau V.10.Vérification du flambement pour les poteaux	89
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	89 et 90
Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	90
Tableau V.13.Les moments résistants dans les poteaux	91
Tableau V.14.Vérification de la zone nodale	91
Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans les voile $V_y // \text{à } y-y'$	95
Tableau V.16.Sollicitations de calcul dans le voile $V_x (1, 2,3\text{et}4)$ dans tous les niveaux.....	98
Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile $V_y (1,2, 3\text{et}4)$ dans tous les niveaux...98 et100	

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 :ferraillage de radier.....	104
Tableau VI.2 vérification des contraintes à l'ELS.....	105
Tableau VI.3 ferraillage du radier à l'ELS.....	105
Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1).....	107
TableauVI.5 Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2).....	107
Tableau VI.6 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x.....	107
Tableau VI.7 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y.....	108
Tableau VI.8 sollicitation maximal sur les nervures.....	108
Tableau VI.9 Résultats de ferraillage des nervures.....	108
Tableau VI.10 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	109
Tableau VI.11 ferraillage à l'ELS.....	109
Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique.....	112
Tableau VI.13 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	113
TableauVI.14 Recalculer la Section des armatures du voile périphérique.....	114
Tableau VI.15 Résumé des résultats (revérification des contraintes).....	114

Introduction générale

Le génie civil est un domaine très vaste et spécialisé, représente l'ensemble des techniques concernant les constructions.

Concevoir un bâtiment c'est d'abord permettre aux actions (vent, séisme...) d'être acheminées à travers les différents composants structuraux (poteaux, poutres ...) jusqu'au limite de cette structure (fondation), les ingénieurs civils doivent réaliser les ouvrages publics et privés dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société ainsi que la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le souci de l'ingénieur est toujours lié au séisme car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale, c'est pour cela les règlements en vigueur visent à cadrer les constructions en zone sismique et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser, pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment habitation en R+8 avec un entre-sol.

A cet effet, le manuscrite est organisé en 6 chapitres, d'où

- ❖ Le premier chapitre est consacré aux quelques définitions et généralités,
- ❖ Le second est dédié aux redimensionnements des éléments de bâtiments,
- ❖ Dans le troisième chapitre, on s'est intéressé à l'étude des éléments secondaires
- ❖ Le quatrième à l'étude dynamique et le cinquième aux éléments principaux
- ❖ Les fondations font objet du dernier chapitre plus une conclusion générale qui clôture le manuscrite.



CHAPITRE I

Généralités

Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet qui fait l'objet de notre étude et la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment faisant partie d'un projet constitué de trois blocs. Ce bâtiment est composé d'un entre sol, rez-de-chaussée et 8 niveaux pour habitation. Il est situé dans la commune d'**OUED GHIR (TIAZIBINE)** wilaya de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (IIa). La structure de l'ouvrage est contreventée par un système mixte voiles-portiques.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) : 28.14 m
- ❖ Hauteur des étages : 3.06 m
- ❖ Largeur totale du bâtiment : 22.50 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 21.40 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
 - ❖ Béton armé au l'état limite (BAEL 91).
 - ❖ Calcul au béton armé (CBA 93).
 - ❖ Règlement parasismiques algérien (RPA 99 version 2003).
 - ❖ Les différents DTR.

I.2. Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

A. Résistance caractéristique à la compression :

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

B. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

C. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

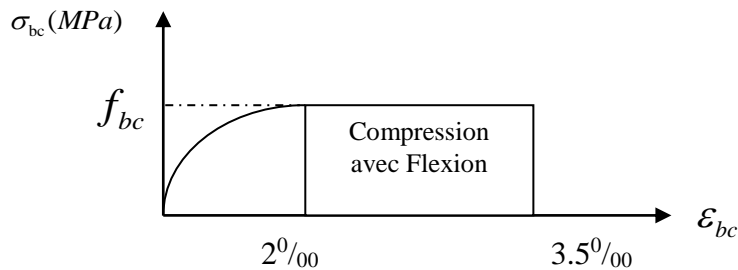


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2‰ < \varepsilon_{bc} < 3.5‰)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).
- $\theta = 1 \rightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9 \rightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85 \rightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

D. Les contraintes limites ultimes du béton :

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

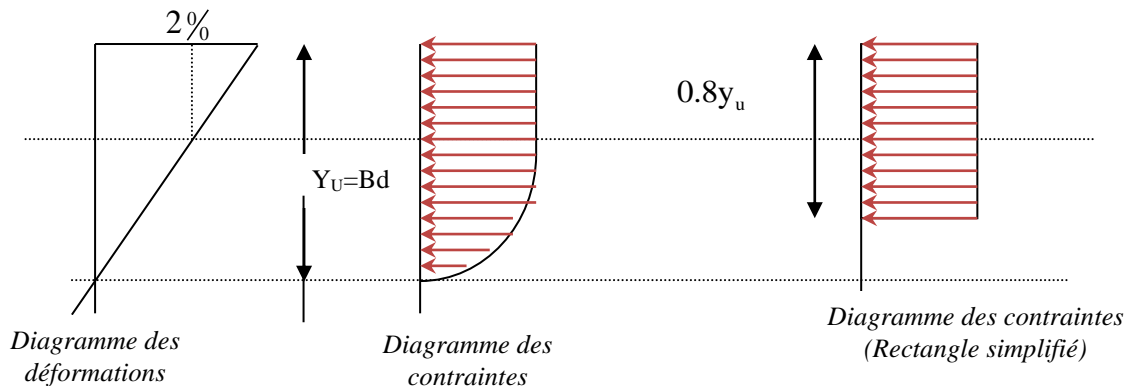


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

b) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

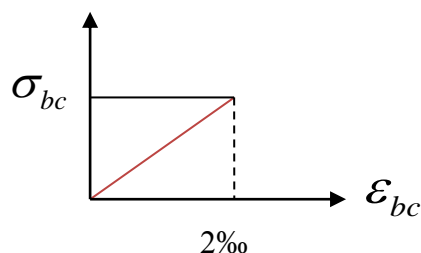


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

E. Autres caractéristiques :**♣ Module de déformation longitudinale du béton :****• A court terme :**

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$

• A long terme :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$

♣ Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.2. Les aciers :**a. Nuances des aciers utilisés :**

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400MPa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235 avec Ø5

b. Contraintes de calcul aux états limites :**1) Etat limite ultime (ELU):**

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque:} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

2) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

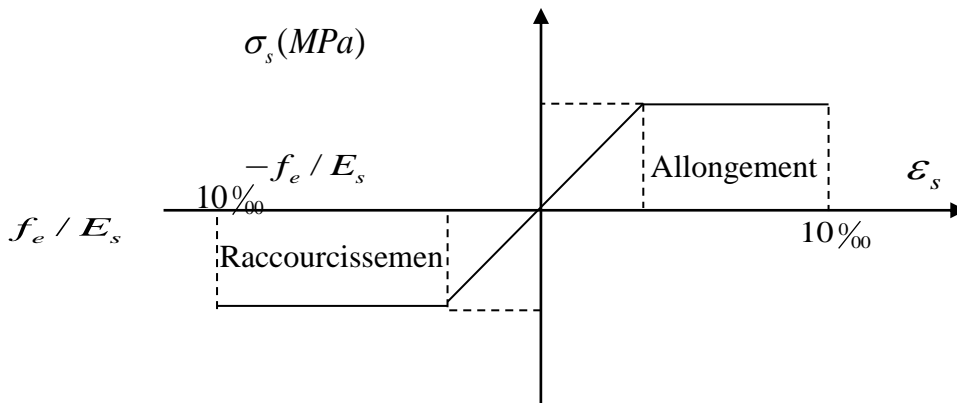


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

3) Etat limite de service (ELS) : Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les HA.

I.3.Les actions et sollicitations :

I.3.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations 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.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.

Toutes les caractéristiques du béton et d'acier qu'on va utiliser dans notre projet on les résume dans le tableau suivant :

Tableau I : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton et acier

Matériau	Caractéristique mécanique	Symboles	Valeurs(MPA)
béton	<i>Resistance caractéristique</i>	f_{c28}	25
	Contrainte limite à l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} \textit{situation courant} \\ \textit{situation accidentelle} \end{array} \right.$	f_{bu}	$\left\{ \begin{array}{l} 14,2 \\ 18,48 \end{array} \right.$
	Contrainte limite à l'ELS	$\overline{\sigma}_{bc}$	15
	Module déformation longitudinale instantanée	E_{ij}	32164
	Module déformation longitudinale différée	E_{vj}	10721,4
acier	Limite d'élasticité	f_e	400
	Module d'élasticité	E	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte limite à l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} \textit{situation courant} \\ \textit{situation accidentelle} \end{array} \right.$	f_{st}	$\left\{ \begin{array}{l} 348 \\ 400 \end{array} \right.$
	Contrainte à l'ELS $\left\{ \begin{array}{l} F.N \\ F.T.N \end{array} \right.$	$\overline{\sigma}_s$	$\left\{ \begin{array}{l} 201,63 \\ 164,97 \end{array} \right.$

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton résiste mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis la traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du (RPA99 /version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles (planchers) → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Prédimensionnement des éléments principaux :**II.2.1. Les poutres :**

Leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10.$$

Avec : L_{\max} est portée maximale entre nus d'appuis.

En supposant forfaitairement une largeur de poteau de 40 cm

II.2.1.1. Poutres principales :

$$L_{\max} = 580 - 40 = 540 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.2.1.2. Poutres secondaire :

$$L_{\max} = 340 - 40 = 300 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.2.1.3. Vérifications selon RPA 99 :

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales dans le sens y-y : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires dans le sens x-x : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.2.2. Les voiles :

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_v : Hauteur libre du voile.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre du voile (h_v) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_v/20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Pour RDC et les étages courants, on a : $h_v = 306 - 30 = 276$ cm

$$e \geq 276/20 \Rightarrow e \geq 13.8 \text{ cm}$$

On opte : $e = 15$ cm.

On a la même hauteur pour l'entresol donc On opte : $e = 15$ cm

II.2.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires, carrés ou circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le Prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et de stabilité de forme et en respectant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charges, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Entre-sol, R.D.C: $(b, h) = (45, 50)$ cm².
- 1^{er}, 2^{ème} étages : $(b, h) = (40, 45)$ cm².
- 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étages: $(b, h) = (35, 40)$ cm².
- 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étages: $(b, h) = (30, 35)$ cm².

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. Les planchers :

II.3.1.1. Planchers à corps creux :

On dimensionne le plancher suivant la condition suivante : $h_t \geq L_{\max}/22.5$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher.

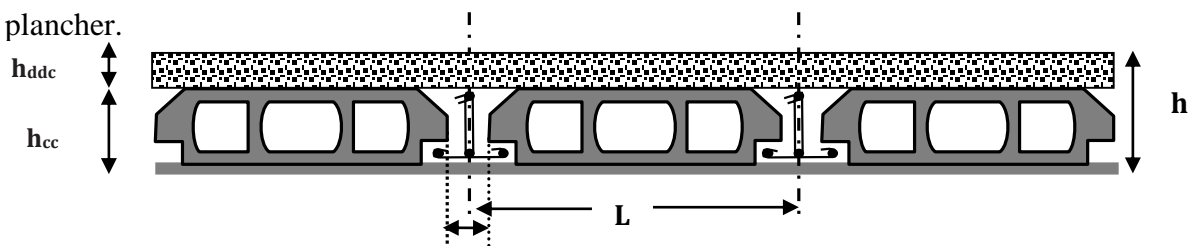


Figure. II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

➤ **Les poutrelles :**

❖ **Définition :**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres

❖ **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée.
- Critère de continuité.

Dans notre cas nous optons la disposition des poutrelles montrée sur la figure suivante :

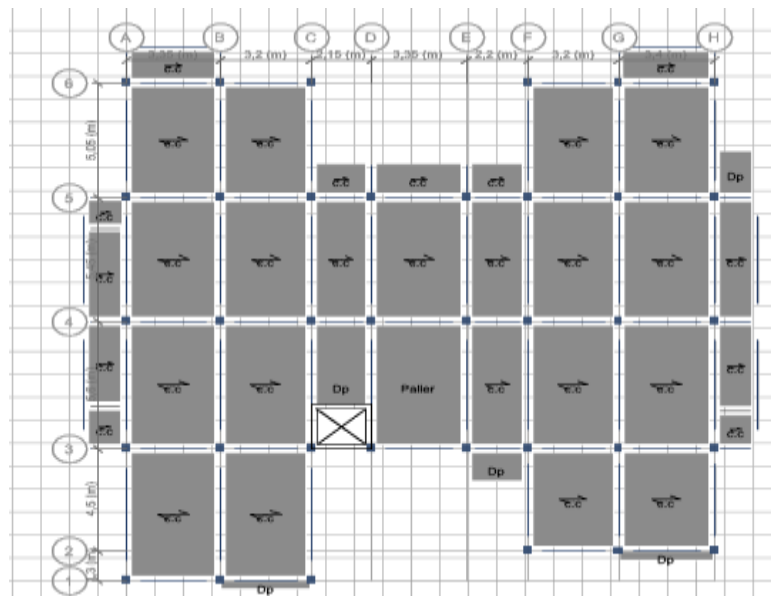


Figure. II.2 : Plan de disposition des poutrelles

Donc $L_{\max} = 340 - 30 = 310 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 310 / 22.5 \Rightarrow h_t \geq 13.77 \text{ cm}$.

On adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$ pour tous les niveaux avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

❖ **Prédimensionnement des poutrelles :**

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

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

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \text{ où ;}$$

L_x : est l'entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55 \text{ cm}$ et $L_y = 335-30=305 \text{ cm}$

Donc on aura : $\left(\frac{b-10}{2}\right) \leq \left(\frac{55}{2}; \frac{210}{10}\right) = \min(27,5; 21)$

On aura : $b \leq 52 \text{ cm}$.

On opte pour : $b = 50 \text{ cm}$

II.3.1.2. Les dalles pleines :

Leur Prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance :

$e \geq L_x/20 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur un seul appui.

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur deux appuis.

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.

- Condition de résistance au feu :

Pour une heure de coupe-feu, on a $e \geq 7 \text{ cm}$.

Pour deux heures de coupe-feu, on a $e \geq 11 \text{ cm}$.

Les types de dalles pleines existant dans notre projet :

- **Dalle sur quatre appuis (D1):**

$$305/45 \leq e \leq 305/40$$

$$\Rightarrow 6,78 \text{ cm} \leq e \leq 7,62 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12 \text{ cm}$

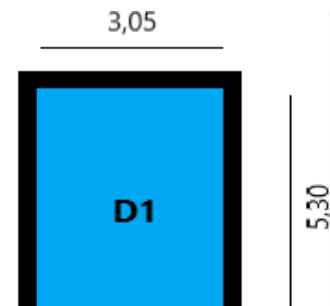


Figure II.3 : Panneau de la dalle D1.

- **Dalle sur deux appuis (D2, D3) :**

$$150/35 \leq e \leq 150/30$$

$$\Rightarrow 4,28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$

\Rightarrow on prend $e = 12 \text{ cm}$

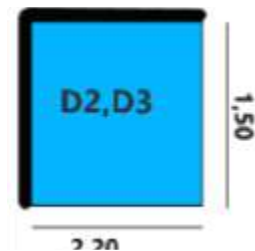


Figure II.4 : Panneau de la dalle D2,3.

• **Dalle sur trois appuis (D4) :**

$$195/45 \leq e \leq 195/40$$

$$\Rightarrow 4,33\text{cm} \leq e \leq 4,87\text{cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11\text{cm}$

\Rightarrow On prend $e = 12\text{ cm}$

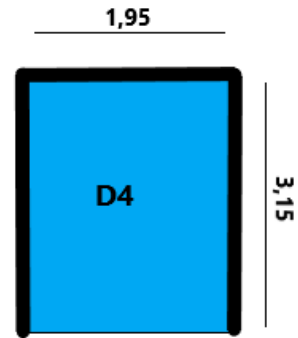


Figure II.5 : Panneau de la dalle D4.

◆ **Remarque**

- ◆ La dalle 1 est associée avec la paillasse d'escalier donc on opte même épaisseur (20 cm)
- ◆ La dalle 2,3 se situe dans tous les étages.
- ◆ La dalle 4 se situe dans tous les étages (l'ascenseur).

II.3.2. Les escaliers :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, servant à relier par gradins successifs, les différents niveaux d'un bâtiment. Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

Palier

Marche

Contre marche de hauteur h

Giron(g)

Emmarchement

L'épaisseur de la paillasse

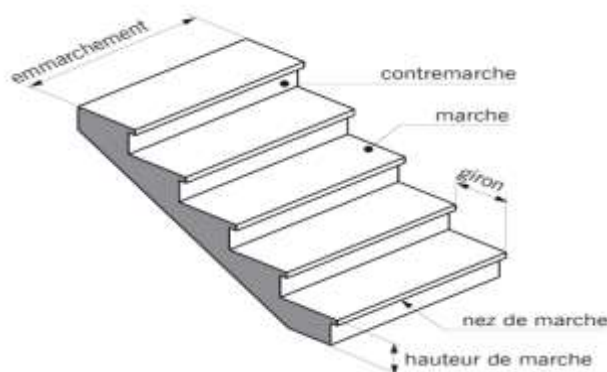


Figure II.6 : Détail d'un escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche.

H : la hauteur de la volée

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/(n-1)$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$

Remarque :

On a un seul type d'escalier dans tous les étages

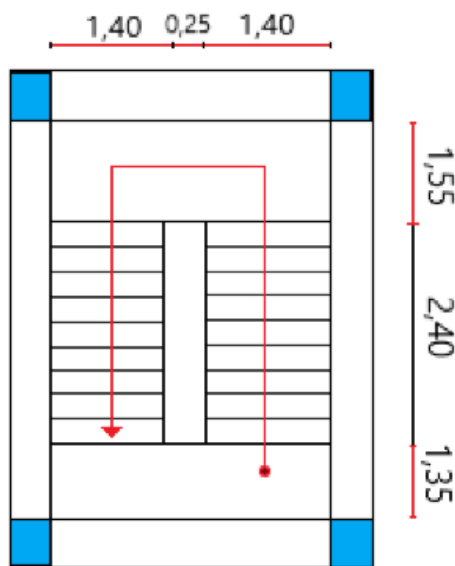


Figure II.7 : coupe horizontale d'escalier.

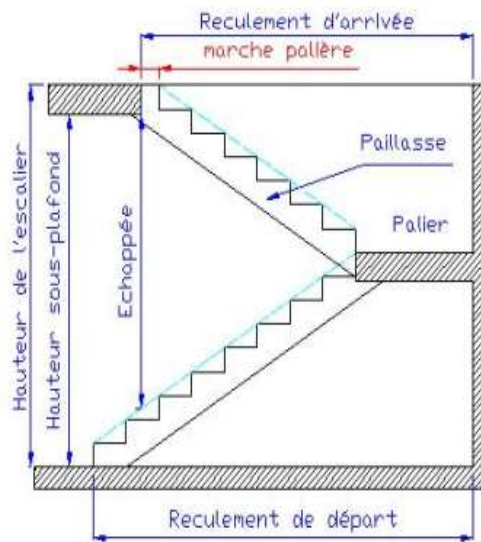


Figure II.8 : coupe verticale d'escalier.

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $L = L_p + L_v + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.35 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.55 = 5.75\text{m}.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{575}{30} \leq e \leq \frac{575}{20} \Rightarrow 19.16\text{cm} \leq e \leq 28.75\text{cm}$$

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

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

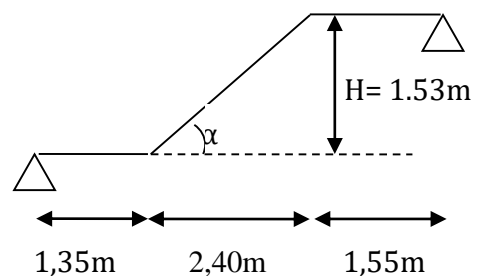


Figure II.9 : Schéma statique de la volée 1.

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

II.3.3. L'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et deux forces horizontales.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0685 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e = 0.32 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 1,7125 + 0.36 = 2.04 \text{ KN/ml}$$

- La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- La force sismique F_p définie par les RPA99

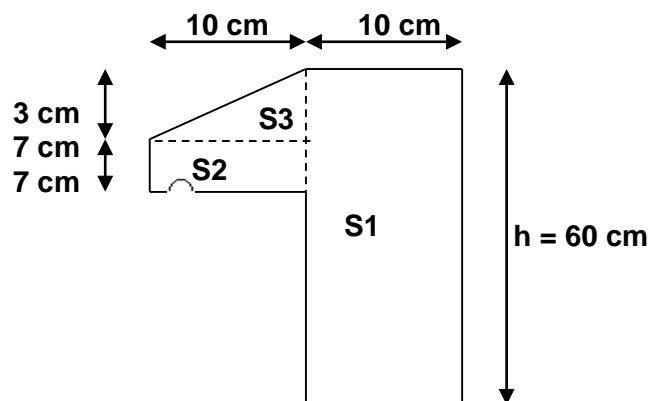


Figure II.10: Schéma de l'acrotère.

II.4. Evaluation des charges et des surcharges:

➤ La terrasse inaccessible :

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.040	0.80
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.015	0.27
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de ciment	0.015	0.27
Forme de pente	0.1	2,2

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 6.46KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à $Q_{terr} = 1.0KN / m^2$.

➤ Plancher de l'étage courant:

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	1
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.200	3.20
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{étage} = 5.23KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5KN / m^2$.

➤ DALLES PLEINES:

Tableau II.3. Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{dalle} = 4.43KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5KN / m^2$.

➤ **Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :**

Tableau II.4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	e (m)	Poids KN/m ²)
Enduit de ciment	0.015	0.27
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.67 \text{ KN} / \text{m}^2$.

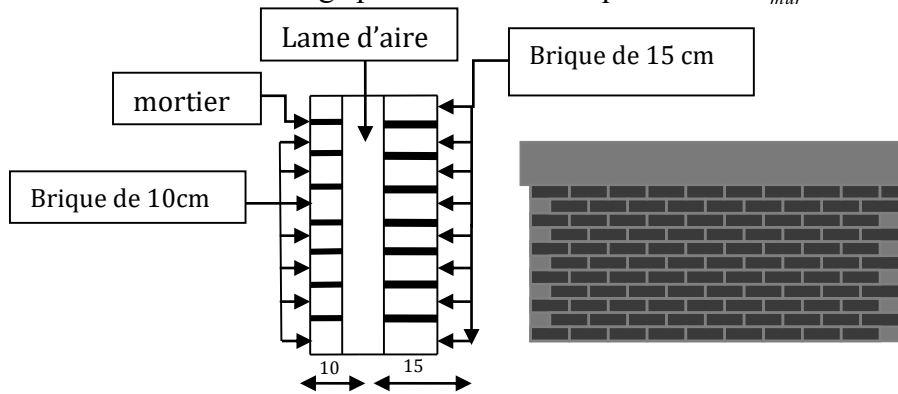


Figure II.11 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

➤ **LES ESCALIERS:**

Tableau II.5 Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	5.00	5,93
Poids des marches	/	1.87
Mortier de pose(H+V)	0.40	0.40+0,2
Carrelage(H+V)	0.40	0.40+0.23
Enduit de ciment	0.27	0.43
Lit de sable	0,36	/

$G_{palier} = 6.43 \text{ KN} / \text{m}^2$; $G_{volée} = 9.46 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

➤ **L'ACROTÈRE:**

Tableau II.6 Evaluation des charges sur l'acrotère

H(cm)	E(cm)	Surface (m ²)	Poids (KN/m ²)	Enduit (KN/m ²)
60	10	0,0685	1,7125	0,324

$G = 2.04 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$, F_p à déterminer dans le chapitre III

II.5. Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

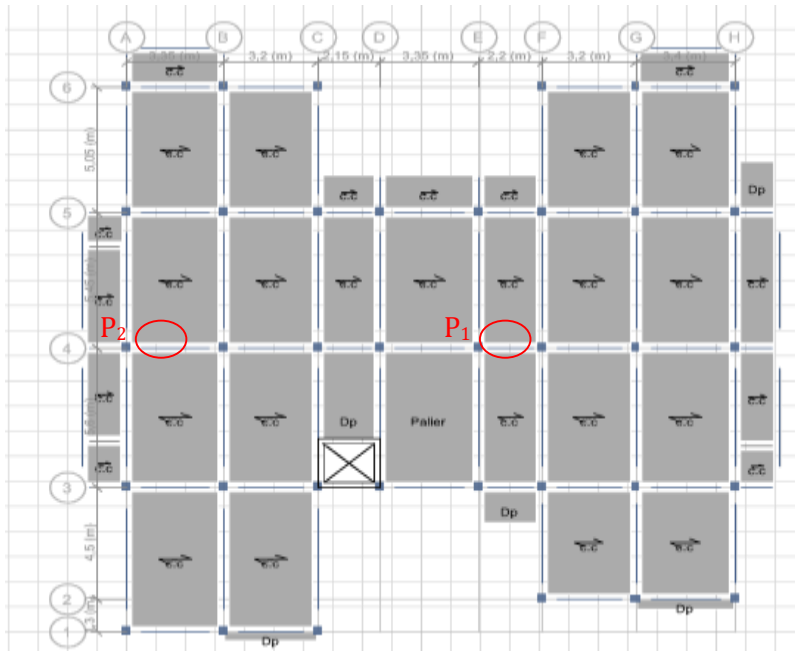


Figure II.12. les deux poteaux choisis pour le calcul de la descente de charges

❖ **Poteau « P1 » au niveau de la cage d'escalier :**

➤ **Poutres principales (30×45).**

➤ **Poutres secondaires (30×30).**

- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{palier}} = S_4 - S_{\text{volée}} = S_5$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

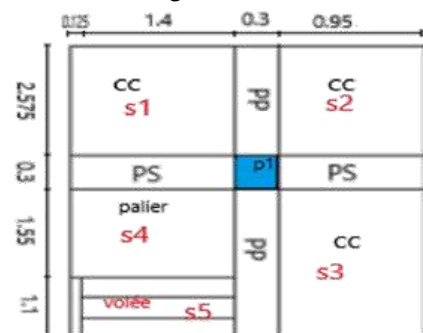


Figure II.13 surface revient au poteau P1

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7.Le calcul des surfaces pour chaque niveau

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{palier} (m ²)	S _{volée} (m ²)	S _{escalier} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse	12.93	/	/	/	3.51	16.44
RDC et 1 ^{er} à 7 ^{ème} étage	8,89	2.36	1.68	4.04	3.51	12.40
entre-sol	8.89	4.04	/	4.04	3.51	12.40

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d’escalier P₁ :**

➤ Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{totale}$$

➤ Surcharge sur escalier

$$Q_{esc} = q_{esc} \times S_{esc}$$

➤ Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_i\ totale) + Q_{esc}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q »pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁

Niveau	q (kN/m ²)	q _{esc} (kN/m ²)	Q _{esc} (kN)	Q (kN)
Terrasse inaccessible	1	/	/	16,44
Entre-sol , RDC et 1 ^{er} à 7 ^{ème} étage	1.5	2.5	10,1	28.7

• **L’application de la loi de dégression :** les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9.La loi de dégression pour le poteau P₁

Q _i	Q (kN)
Q ₀	16.44
Q ₁	45,14
Q ₂	70.79
Q ₃	93.93
Q ₄	114.02
Q ₅	131.24
Q ₆	145.59
Q ₇	159.94
Q ₈	174.29
Q ₉	188.64

Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.10. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

G _i	désignation	G total (KN)	Q total (KN)
N ₀	Terrasse inaccessible	106.20	16.44
	Poids des poutres	23.20	
	Poids de poteau	8.03	
	total	137.43	
N ₁	Venant de G ₀	137.43	28.7
	Poids du plancher étage courant	64.85	

	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	8.03	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	265.58	45.14
N ₂	Venant de G ₁	265.58	
	Poids du plancher étage courant	64.85	
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	8.03	28.7
	Poids d'escalier	32.07	
	total	393.73	70.79
N ₃	Venant de G ₂	393.73	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	10.71	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	524.56	93.93
N ₄	Venant de G ₃	524.56	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	10.71	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	655.39	114.02
N ₅	Venant de G ₄	655.39	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	10.71	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	786.22	131.24
N ₆	Venant de G ₅	786.22	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	13.77	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	920.11	145.59
N ₇	Venant de G ₆	920.11	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	13.77	
	Poids d'escalier	32.07	

	total	1054	159.94
N ₈	Venant de G ₇	1054	
	Poids du plancher étage courant	64.85	28.7
	Poids poutres	23.2	
	Poids de poteau	17.21	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	1191.33	174.29
N ₉	Venant de G ₈	1191.33	
	Poids du plancher RDC	64.85	28.7
	Poids des poutres	23.2	
	Poids de poteau	17.21	
	Poids d'escalier	32.07	
	total	1328.66	188.64

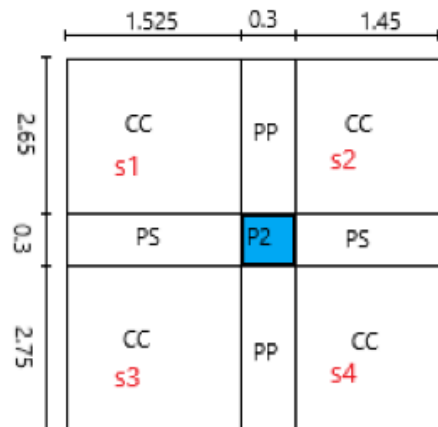
$$\begin{cases} G = 1328.66 \text{ KN} \\ Q = 188.64 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Poteau central « P₂ » :

➤ Poutres principales (30×45).

➤ Poutres secondaires (30×30).

- ✓ Surface afferent: $S_{\text{afferent}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$



D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

Fig. II.14. Poteau « P₂ » de la descente de charges.

A la base : Pour le poteau P₂

$$\begin{cases} G = 1249.64 \text{ KN} \\ Q = 185.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Note : Les poteaux seront dimensionnés avec un effort normal maximal.

Donc $N_u = \max(N_{uP_1}, N_{uP_2})$.

- Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_{u_{p1}} = 1.35 \times 1328.66 + 1.5 \times 188.64 = 2076.65 \text{ KN}$$

$$N_{u_{p2}} = 1.35 \times 1249.64 + 1.5 \times 185.8 = 1965.71 \text{ KN}$$

Les poteaux le plus sollicité est **P1** avec $N_{u_{p1}} = 2025.51 \text{ KN}$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

$$N_U^* = 2284.32 \text{ KN}$$

• **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2284.32 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.163 \text{ m}^2 \quad B \geq 0.163 \text{ m}^2$$

A la base (45*50) $\Rightarrow B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \geq 0.163 \text{ m}^2 \Leftrightarrow \text{vérifier}$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.11. Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
entre-sol et RDC	2284.32×10^{-3}	2250×10^{-4}	10.15	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1829.09×10^{-3}	1800×10^{-4}	10.16	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1384.08×10^{-3}	1400×10^{-4}	9.88	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	701.49×10^{-3}	1005×10^{-4}	6.98	Vérifiée

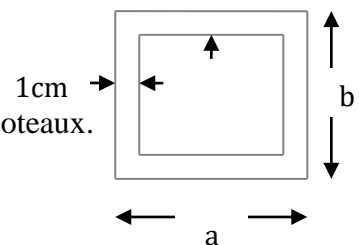
• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.



• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

Figure. II.15. Section brute

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $A_s = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.12. Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
45×50	2250	286	193.2	14.85	0.820	2064	2284.32	1204.99
40×45	1800	286	193.2	16.71	0.813	1634	1829.09	973.16
35×40	1400	286	193.2	19.10	0.802	1254	1384.08	746.49
30×35	1005	286	193.2	22.28	0.786	924	701.49	386.04

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le Prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : 30×45cm².
- Poutres secondaires : 30×30cm².
- Poteaux du RDC et entre-sol : 45×50cm².
- Poteaux de l'étage 1 et 2: 40×45cm².
- Poteaux des étages 3,4 et 5 : 35×40cm².
- Poteaux des étages 6, 7 et 8 : 30×35cm².



CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère ...etc.). Cette étude se fait en suivant le cheminement : évaluation des charges sur l'élément à étudier, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question et faire les vérifications nécessaires

III.1. Étude des planchers :

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- La résistance au feu.

III.1.1. Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

Données nécessaires :

$h_t = 20 \text{ cm}$

$h_o = 4 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

$b_o = 10 \text{ cm}$

- Calcul des sollicitations :

à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$

$P_U = l_0 \times Q_U \text{ (En KN/m}^2\text{)}.$

à L'ELS : $Q_S = G + Q$

$P_S = l_0 \times Q_S \text{ (En KN/m}^2\text{)}.$

Avec : l_0 est l'entre-axe des poutrelles : $l_0 = 65 \text{ cm}$

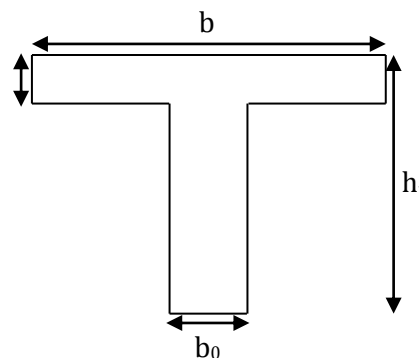


Figure III.1. Dimensions de la poutrelle.

Tableau III.1: Les différentes charges sur les poutrelles.

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Étage courant	5.23	1.5	9.31	6.05	6.73	4.37
Terrasse inaccessible	6.46	1	10.22	6.64	7.46	4.85
Balcon en cc	5.23	3.5	12.31	8.00	8.73	5.67

- Méthode de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode de la RDM.

Vu sa simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc. (si ses conditions sont vérifiées).

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :CBA (article b6.2.2.1)**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges tel que $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

• **Principe de la méthode :**

Définition des grandeurs :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g Et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des moments :**

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

1) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$

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

3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- $0.4 M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• **Remarque**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le BAEL le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

✓ **Evaluation des efforts tranchants** :

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

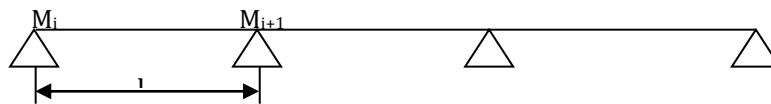


Figure III.2 : Schéma d'une poutre continue.

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique $V_0 : V_0 = \frac{p_u \times l}{2}$

1) De 15% si la poutre a deux travées :

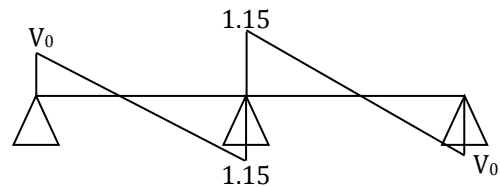


Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

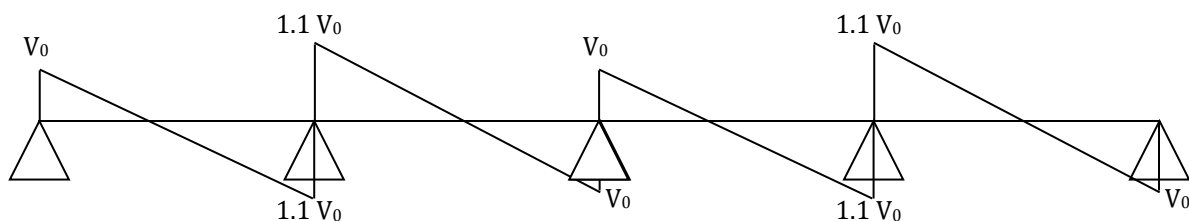


Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

• **Calcul des poutrelles :**

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

• **Remarque :**

- Type 1, 2, 5 et 6 dans tous les niveaux et terrasse inaccessible.
- Type 3 : terrasse inaccessible
- Type 4 : dans tous les étages sauf la terrasse inaccessible.
- Type 7 : étages courants 7, 8 et terrasse inaccessible.

- **Exemple de calcul de la poutrelle du type 6 :**

- $G = 5.23 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 6.05 \text{ KN/ml}$.

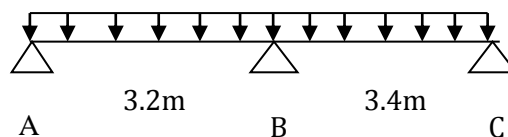


Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de type 6, habitation.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- $Q = 1.5 < \min(2 \cdot 5.23 ; 5) \text{ KN/m}^2$
- $0.8 < 3.2/3.4 < 1.25$
- L'inertie est constante.
- Fissuration peu nuisible.

Les conditions sont vérifiées, alors la méthode forfaitaire est applicable.

- Les moments isostatiques :

$$M_0 = P_u \cdot l^2 / 8$$

$$M_{0AB} = 6.05(3.2)^2 / 8 = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 6.05(3.4)^2 / 8 = 8.74 \text{ KN.m}$$

- Les moments en appuis :

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = -1.31 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = -5.25 \text{ KN/m}$$

- Les moments en travées :

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.23} \Rightarrow \alpha = 0.223$$

$$M_0 = 7.74 \text{ KN.m}$$

Travée (AB) :

$$\bullet M_t + \frac{0 + 5.24}{2} \geq \max[(1.05 \cdot 7.74); (1.067 \cdot 7.74)]$$

$$M_t \geq 5.64 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 7.74}{2}$$

$$M_t \geq 4.90 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = 5.64 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$M_0 = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{5.24 + 0}{2} \geq \max[(1.05 \cdot 11.08); (1.067 \cdot 8.74)]$$

$$M_t \geq 6.71 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.74}{2}$$

$$M_t \geq 5.54 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tbc} = 6.71 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant :

- Évaluation des efforts tranchants :

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.05(3.2)}{2} = 9.68 \text{ KN} \\ V_B = -1.15V_A = -1.15(9.68) = -11.32 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 V_C = 1.15 \left(\frac{6.05(3.4)}{2} \right) = 11.83 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.05(3.4)}{2} = -10.34 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagramme des efforts tranchants :

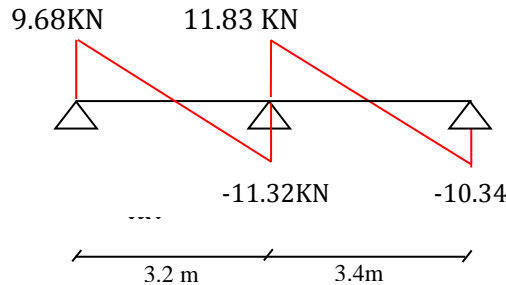


Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle de

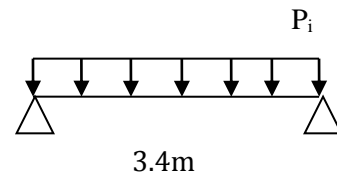
$$V_{\max} = 11.83 \text{ KN}$$

Tableau III.3 : Les sollicitations des poutrelles.

sollicitations	ELU	ELS
$M_a^{rive} \text{ (KN.m)}$	-1.31	-0.95
$M_a^{intr} \text{ (KN.m)}$	-5.25	-3.79
$M_t \text{ (KN.m)}$	6.71	4.85
$V^{max} \text{ (KN)}$	11.83	

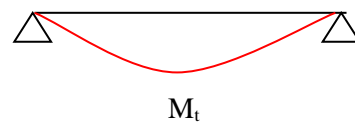
- Exemple 1 de calcul de la poutrelle du type 7, habitation :

- $G = 5.23 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 6.05 \text{ KN/ml}$.
- $P_s = 4.37 \text{ KN/ml}$.



$$\text{ELU} \begin{cases} M_0 = P_u \times \frac{l^2}{8} = 8.74 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.15 M_0 = -1.31 \text{ KN.m} \\ M_t = M_0 = 8.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0 = 7.43 \text{ KN.m} \\ M_a = -1.11 \text{ KN.m} \\ M_t = 7.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$V^{max} = P_u \times \frac{l}{2} = 10.28 \text{ KN}$$

-Les résultats du calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 : Sollicitation maximales dans les différents types poutrelles

Les sollicitations maximales de différentes poutrelles							
Types de poutrelles	ELU				ELS		
	$M_{appui\ derive}^{max}$ (KN.m)	$M_{appui\ intr}^{max}$ (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{appui\ derive}^{max}$ (KN.m)	$M_{appui\ intr}^{max}$ (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN)
Poutrelles du plancher étage courant							
Type 1	-0.58	-3.72	5.54	10.51	-0.42	-2.66	4.02
Type 2	-1.31	-5.07	7.00	13.41	-0.95	-3.58	4.99
Type 4	-0.58	-3.72	5.41	10.51	-0.42	-2.67	3.93
Type 5	-1.23	-4.71	5.37	11.15	-0.89	-3.37	4.04
Type 6	-1.31	-5.25	6.71	11.83	-0.95	-3.79	4.85
Type 7	-1.31	/	7.43	11.83	-0.95	/	6.31
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Type 1	-0.63	-3.91	6.22	11.53	-0.46	-2.84	4.55
Type 2	-1.44	-5.26	7.15	12.84	-1.05	-3.82	5.23
Type 3	-0.63	-4.71	7.13	12.53	-0.46	-3.42	5.20
Type 5	-1.35	-4.95	6.21	12.18	-0.98	-3.59	4.54
Type 6	-1.44	-5.76	7.20	12.99	-1.05	-4.20	4.20
Type 7	-1.44	/	9.60	11.29	-1.05	/	7.01

Remarque : dans le cas pédagogique et le manque du temps pour faire un travail détaillé on opte les sollicitations maximales et un seul type de ferrailages avec ses sollicitations maximales pour tout la structure.

Tableau III.5 : Sollicitations maximales

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	$M_{appui\ de\ rive}^{max}$ (KN.m)	$M_{appui\ intr}^{max}$ (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{appui\ de}^{max}$ (KN.m)	$M_{appui\ in}^{max}$ (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN)
terrasse inaccessible	-1.44	-5.76	9.60	12.99	-1.05	-4.20	7.01
étage courant	-1.31	-5.25	7.43	13.41	-0.95	-3.79	6.31

III.1.2. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle de la terrasse inaccessible qui est sollicitée par :

a) **ELU**

$$M_t^{max} = 9.60 \text{ KN.m}; M_a^{riv} = -1.44 \text{ KN.m}; M_a^{inter} = -5.76 \text{ KN.m}; V^{max} = 12.99 \text{ KN.m}$$

b) **ELS**

$$*M_t^{max} = 7.01 \text{ KN.m}; M_a^{riv} = -1.05 \text{ KN.m}; M_a^{inter} = -4.20 \text{ KN.m}$$

• **Caractéristiques géométriques de la nervure :**

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_c = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} ; \begin{cases} b = 50 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Le calcul du ferrailage se fera pour une section en T soumise à une flexion simple

III.1.2.1. Calcul à l'ELU :

a) **En travée :**

On a $d=0.9h=0.9 \times 20=18 \text{ cm}$.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\begin{cases} M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \\ M_{Tu} = 14.2 \times 0.5 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 45.44 \text{ KN.m} \\ M_{Tu} = 45.44 \text{ kn.m} > M_t^{\max} = 9.6 \text{ kn.m} \end{cases}$$

→ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$$(h_t * b) : (20\text{cm} * 50\text{cm}) \quad \mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.60 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.50 \times 0.18^2} = 0.0417$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.053$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} < A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On ferraille avec $A_{calculée}$

$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$ On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

b) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.1 * 0.20$) m².

1. Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = -5.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.76 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.125 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\alpha = 0.167$$

$$Z = 0.168 \text{ m}$$

$$A_t^a = 0.98 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t^a = 0.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

=>Condition vérifiée.

⇒ on ferraille avec $A_t = 0.98 \text{ cm}^2$

On adopte : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ (Une filante, et l'autre en chapeau).

2. Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -1.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0313 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0313 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0397$$

$$Z = 0.177$$

$$A_{rive}^a = 0.23 \text{ cm}^2$$

On prend $1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max} = 12.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12.99 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

c- Vérification des armatures longitudinales A_L à l'effort tranchant V_u

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u^a}{0.9d} \right)$$

$$V_u = 12.99; M_u^a = -5.76$$

$$\Rightarrow A_L = -6.49 \times 10^{-5} \text{ m}^2 < 0$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur A_L).

2. Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_u = 0 \text{ KN.m}$; $V_u = 10.28 \text{ KN}$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$A_L \geq 2.95 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$ or $A_L = A_{travée} + A_{appuis} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.29 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Vérifié.

Commentaire : Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

e-Vérification de la jonction table nervure :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \Rightarrow b_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_0}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0.802 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Commentaire : Pas de risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure

f-Vérification de la bielle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \end{array} \right.$$

✓ a = min[0,9 d ; largeur de l'appui – 4cm]

A.N : a = min[16.2 cm , 31 cm] = 16.2 cm.

V_u = 12.99 KN ≤ 108.135 KN

Commentaire : La bielle est vérifiée.

Résumé du ferrailage des différents planchers :

Le ferrailage des poutrelles est calculé avec les sollicitations maximales pour chaque plancher.

Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles des plancher habitation et terrasse inaccessibles

Plancher à usage d'habitation							
Eléments	Moment (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	7.43	0.032	0.041	0.177	1.21	1.41	3HA10=2.36
Appui intermédiaires	-5.25	0.114	0.152	0.169	0.89		2HA10=1.57
Appui de rive	-1.31	0.028	0.036	0.177	0.2		1HA10=0.79
Terrasse inaccessible							
Eléments	Moment (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	9.60	0.042	0.053	0.176	1.56	1.41	3HA10=2.36
Appui intermédiaires	-5.76	0.125	0.167	0.168	0.98		2HA10=1.57
Appui de rive	-1.44	0.031	0.0397	0.177	0.23		1HA10=0.79

• **Remarque :**

Après le calcul, on constate qu'on a un seul ferrailage dans toute la structure :

En travée : 3HA10 = 2.36 cm².

En appui intermédiaire : 2HA10 = 1.57 cm².

En appui de rive : 1HA10=0.79 cm²

Les vérifications se feront avec les sollicitations les plus défavorables.

III.1.2.2. Vérification à l'ELS :

• **Terrasse inaccessible :**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. État limite de compression du béton.
2. État limite de déformation (la flèche).

1) Vérification à l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$.

-En travée $M_t = 7.01KN.m$

Position de l'axe neutre :

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = -95.6cm^3 < 0$ donc l'axe neutre passe par la nervures, d'ancle calcule se fera pour une section en T.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 195.4y - 957.2 = 0 \Rightarrow y = 4.40cm$$

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

$$I = 6830.68cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.52MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-En appuis intermédiaires: $M_a^{int} = -4.20KN.m$

⇒le calcul se fait pour une section (b0x h)

Tableau III.7 : Vérification des contraintes en appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
$y = 5.45 \text{ cm}$	$\sigma_b = 7.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 2406 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 7.52 \text{ MPa}$	

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

$$I = 3990.78cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 7.52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

En appuis de rive : $M_a^{rive} = -1.05KN.m$

⇒le calcul se fait pour une section (b0x h)

Tableau III.8 : Vérification des contraintes en appuis de rive

Calculs	Vérifications
$y = 5.45 \text{ cm}$	$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 2406 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa}$	

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 183.55y - 743.9 = 0 \Rightarrow y = 5.45\text{cm}$$

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

$$I = 2406\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.38 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2) Vérification de l'état limite de déformation :

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, on doit vérifier ces conditions :

$$\otimes \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\otimes \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

On a : $M_0 = 8.01 \text{ KN.m}$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{340} = 0.0588 > \frac{7.01}{15 \times 9.60} = 0.048$$

$$\frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \text{non - vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

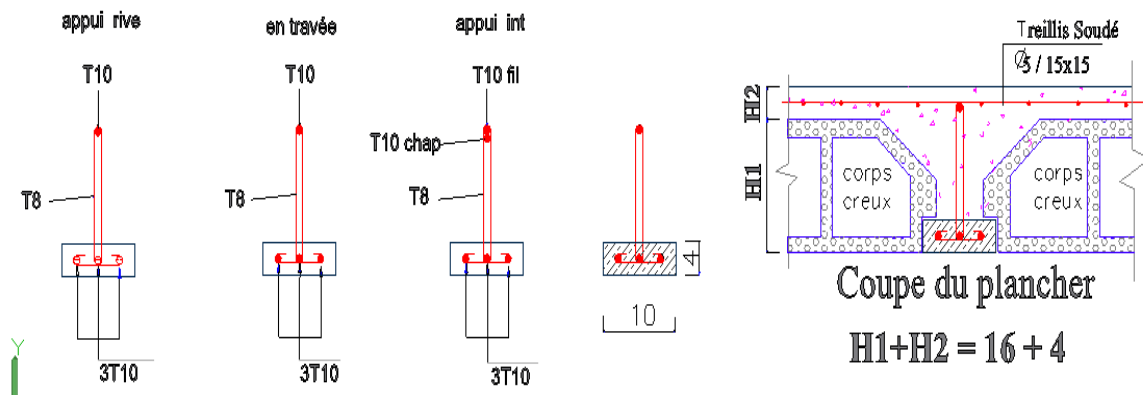


Figure III.7. Schéma ferrailage des poutrelles

III.2: Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.2.1: Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2: Charge horizontale (Charge sismique):

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

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

Avec :

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

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

W_p: poids de l'élément considéré.

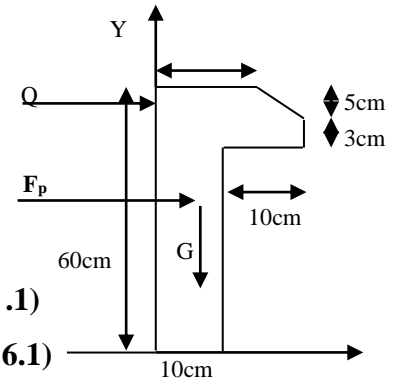


Figure III.8 Coupe transversale de l'acrotère.

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,04 \text{ KN / ml.} \end{cases} \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,04 \Rightarrow F_p = 0,9792 \text{ KN}$$

III.2.3 : Calcul des sollicitations :

• Calcul du centre de gravité:

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,20 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à:

$$\begin{cases} N_G = 2,04 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0,98 \times 0,3301 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3235 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Combinaisons d'action de l'acrotère :

Tableau III.9 : les sollicitations de l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + Fp	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2,04	2.75	2,04
M (KN.m)	0.923	0.9	0.6

Les sollicitations max pour ferrillages sont :

-N_{max}=2.75KN.

-M_{max}=0. 9KN.m

-V_{max}=KN.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,75} = 0.33m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0.1m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le Centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_0 + e_a + e_2$

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, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ $M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

l_f : Longueur de flambement

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1m$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.8cm$$

D'où : $e = 33 + 2 + 0.8 = 36cm.$

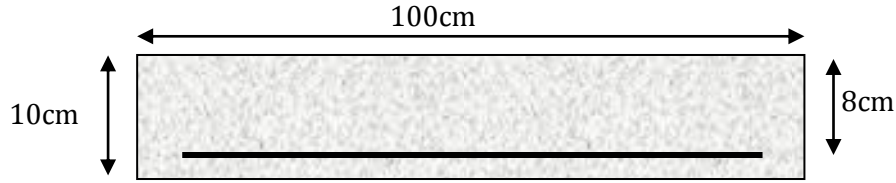
Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.75 \text{ KN}.$

$M_u = N_u \times e = 2.75 \times 0.36 = 0.99 \text{ KN.m}.$

III.2.4: Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul à l'ELU :



Section à ferrailer.

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 MF rapporté au Centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.059 \text{ KNm}.$$

-le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.10: ferrailage de l'acrotère

$M_{ua}(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$
1.059	0.0132	0.0166	0.0745	0.408	0.4

III.2.5: Vérifications à l'ELU :

- La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Vérifications au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_{ops} + Q = 0.98 + 1 = 1.98 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.026 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

On opte pour un treille soudé $\phi 5$ avec des mailles $15 \times 15 \text{ cm}^2$.

• Vérifications de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.2.6 : à l'ELS : (vérification des contraintes).

On doit vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du Centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.04} = 0,294 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0.294 = -0,244 \text{ m} = -24.4 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \quad A' = 0 \quad P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times 0.244^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.075 - 0.244) = -0.18 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.027 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = 0.275 \text{ m} = 0.03 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \quad \mu_t = 4.41 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \quad \sigma_{bc} = \frac{2.04 \times 10^{-3} \times 0.03}{4,41 \times 10^{-4}} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{vérifier}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu t} \cdot (d - y) \quad \sigma_s = 3.122 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \dots \text{vérifier}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

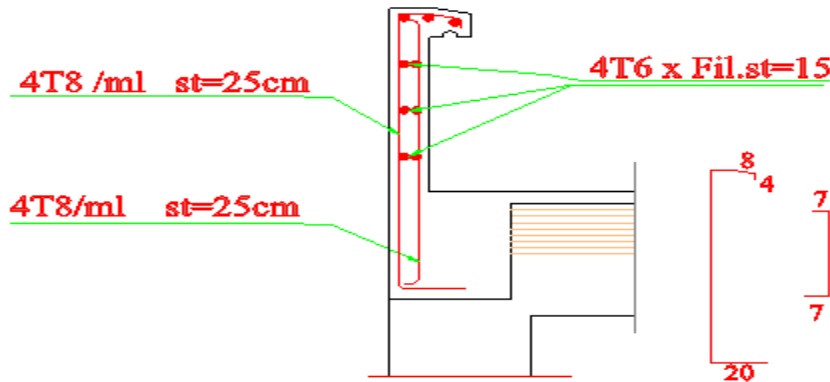


Figure III.9 Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

III.3. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La cour maximale = 50m

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180cm

TS = L = 210cm

III 3.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

❖ **Évaluation des charges et surcharge :**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 20 cm

La charge nominale = 6.3 KN

$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{cm}$)

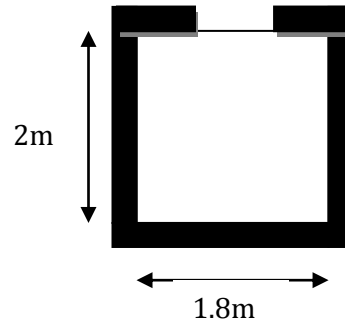
$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$

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

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{2} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$



❖ **Les sollicitations :**

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$

$M_x = \mu_x q_u L^2_x \Rightarrow M_x = 0.0456 \times 9.735 \times 1.8^2 = 1.438 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 1.438 = 1.1265 \text{ KN.m}$

-Moment en travées :

$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.438 = 1.22 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.1265 = 0.957 \text{ KN.m}$

-Moment en appuis :

$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.438 = 0.43 \text{ KN.m}$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$d_x = h - (\frac{\phi_x}{2} + e) \Rightarrow d_x = 20 - (\frac{1.2}{2} + 2) = 17.4 \text{ cm}$

$d_y = h - (\frac{\phi}{2} + \phi + e) \Rightarrow d_y = 20 - (\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2) = 16.2 \text{ cm}$

Tableau III.11: Tableau de ferraillage de la dalle de locale des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	1.22	0.43	0.20	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.957	0.43	0.17	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$\text{Sens xx : } A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h \Rightarrow 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68.. \text{cm}^2$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68.. \text{cm}^2 = 1.68 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures :

-Armatures // L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ c.vérifiée

-Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ c.vérifiée

-Vérification au cisaillement:

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 1.8}{2 \times \left(1 + \frac{0.9}{2}\right)} = 6.042 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{6.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.033 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25.. \text{MPa}$$

Pas d'armatures transversales.

- Vérification à l'ELS :**-État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.214 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.032 = 0.877 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.214 = -0.364 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A'_s = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.12: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	Mser(KN.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	xx	1.032	2.51	0,0326	8,68*10 ⁻⁵	0,387	15
	yy	0.877	2.51	0,0313	7,45*10 ⁻⁵	0,369	15
Appui	/	0.364	2.51	0,0326	8,68*10 ⁻⁵	0,136	15

III.3.2. Etude de la dalle pleine du local machine :

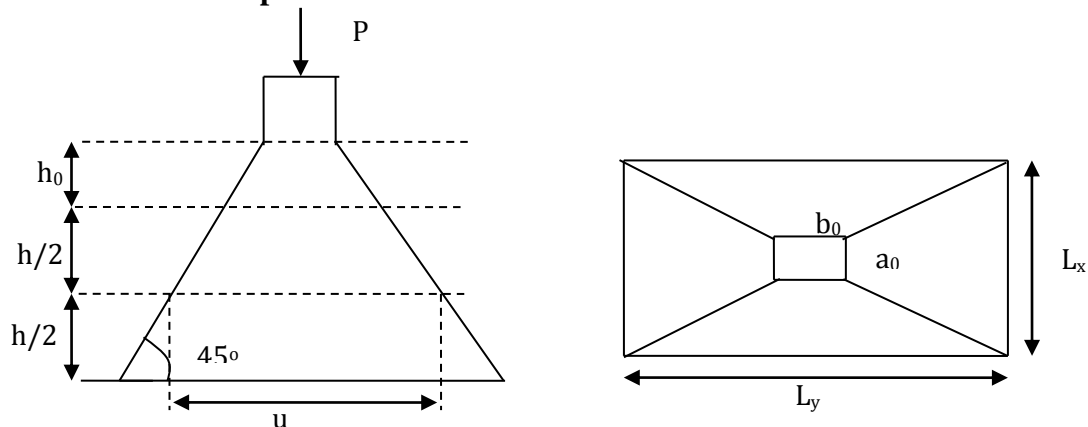


Figure III.10: L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u.v.).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm}$$

$$v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \text{ BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{180}{200} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{180}{180} = 1$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{190}{200} = 0.95$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.044 \\ M_2 = 0.0335 \end{cases} \text{ (Annexe III)}$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.044 \times 97.6 = 4.294 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.0335 \times 97.6 = 3.269 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = 1.438$$

$$M_{y2} = 1.1265 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.294 + 1.438 = 5.732 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.269 + 1.1265 = 4.395 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 5.732 = 4.87 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.395 = 3.73 \text{ KNm.}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.732 = 1.72 \text{ KNm.}$$

Tableau III.13 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé(cm ²)	A _a adopté(cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens xx	4.87	1.72	0.80	0.28	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	3.73	1.72	0.66	0.27	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité :

Pour h>12cm et ρ ≥ 0.4 :

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68cm^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51cm^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2.$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68 cm^2$$

-Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 740cm$$

$$q_u = 97,6KN \leq \frac{0.045 \times 7.4 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1110KN \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

❖ L'effort tranchant max au voisinage de la charge concentrée :

Au milieu de u : $ona(u < v) \Rightarrow V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{97.6}{3 \times 1.9} = 17.12KN.$

Au milieu de v : $ona(u < v) \Rightarrow V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{2 \times 1.9 + 1.8} = 17.43KN.$

$V_u \text{ max} = 17.43KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

-Espacement des armatures :

Sens xx: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'ELS : ($\nu = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{\text{ser}} = (0.044 + 0.2 \times 0.0335) \times 72.3 = 3.66 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{\text{ser}} = (0.0335 + 0.2 \times 0.044) \times 72.3 = 3.06 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.214 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.66 + 1.214 = 4.87 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.06 + 1.032 = 4.09 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes :

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 4.87 = 4.14 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.09 = 3.48 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 4.87 = 1.46 \text{ KNm.}$$

Tableau III.14 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	xx	4.14	2.51	0,0326	8,682x10 ⁻⁵	1,55	15	vérifiée
	yy	3.48	2.51	0,0313	7,453x10 ⁻⁵	1,46	15	vérifiée
Appui	/	1.46	2.51	0,0326	8,682x10 ⁻⁵	0,548	15	vérifiée

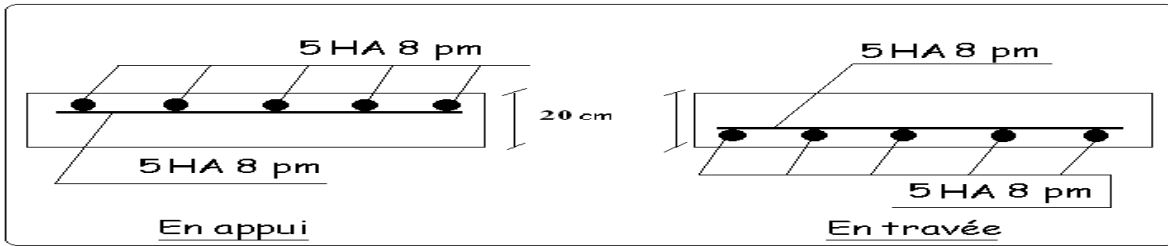


Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine et la dalle au-dessous de l'ascenseur

III.4. Etude des escaliers :

Escalier du RDC au 8^{ème} étage : escalier droit à deux volées

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- Pour la volée : $G_v = 9.46 \text{ KN/m}^2$
- Pour le palier : $G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2$
- Pour l'escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

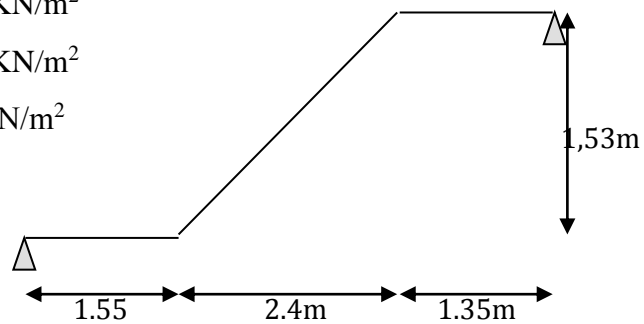
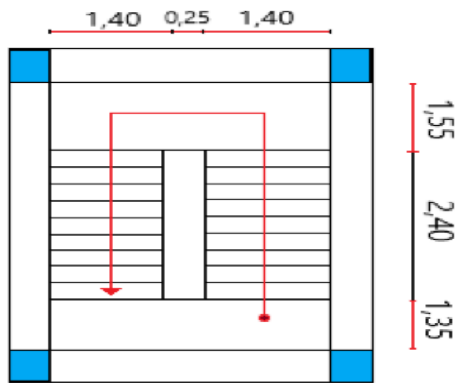


Figure.III.13 : Schéma statique de l'escalier droit

Figure.III.12 : vue en plan de l'escalier droit

❖ l'ELU :

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 1.5 * 2.50 + 1.35 * 9.46 = 16.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 16.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 6.43$$

$$\Rightarrow q_p = 12.43 \text{ KN/m}^2$$

❖ A l'ELS :

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 2.50 + 9.46 = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

1) Calcul à ELU

$$q_v = 16.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 12.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 6.43 = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sim 8.93 \text{ KN/m}^2$$

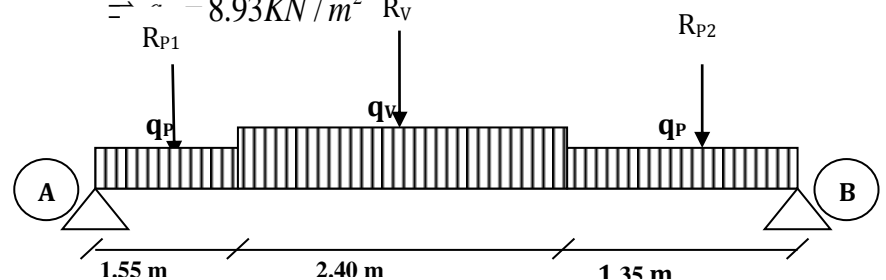


Figure. III.14: Schéma statique de l'escalier

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_{p1} + R_V + R_{p2} = (12.43 \times 1.55) + (16.52 \times 2.4) + (12.43 \times 1.35)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 75.695 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_{p1} \left(\frac{1.55}{2} \right) + R_{p2} \left(\frac{1.35}{2} + 2.40 + 1.55 \right) + R_V \left(\frac{2.4}{2} + 1.55 \right)$$

$$= R_B (1.35 + 2.40 + 1.55)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{(4.62 R_{p2} + 2.75 R_V + 0.775 R_{p1})}{5.3}$$

$$R_B = \frac{(4.62 \times 16.78) + (2.75 \times 39.65) + (0.775 \times 19.27)}{5.3}$$

$$R_B = 38.03 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow R_A = 37.66$$

Calcul des sollicitations :

- **Moment fléchissant :**

$$\bullet 0 \leq x \leq 0.1.55m$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 37.66x - 12.43 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.55) = 43.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \text{ donc } x_0 = 3.03m$$

$$M^{\max}(x_0) = 57.05 \text{ KN.m}$$

$$\bullet 1.55 \leq x \leq 3.95m$$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 1.55) \times \left(x - \frac{1.55}{2} \right) - q_v \frac{(x - 1.55)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(1.55) = 43.44 \text{ KN.m} \\ M(3.95) = 39.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \text{ donc } x_0 = 2.66m$$

$$M^{\max}(x_0) = 53.67 \text{ KN.m}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.35m$$

$$M(x) = -q_p \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 40.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \text{ donc } x_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 58.18 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

• $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$T(x) = 37.66 - 12.43 \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 37.66 \text{ KN} \\ T_Y(1.55) = 18.39 \text{ KN} \end{cases}$$

• $1.55 \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 1.55 - q_v \times (x - 1.55)$$

$$\begin{cases} T_Y(1.55) = 18.39 \text{ KN} \\ T_Y(3.95) = -21.255 \text{ KN} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$T_Y(x) = -q_p \times x + R_B$$

$$T_Y(x) = -12.43 \times x + 38.032$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 38.032 \text{ KN} \\ T_Y(1.35) = 21.25 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations max sont :

- $M_{0\max} = 58.18 \text{ KN.m}$ pour $x = 3.06 \text{ m}$
- $T(\max) = 38.032 \text{ KN}$ pour $x = 0$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 43.635 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.4 M_{\max} = 23.272 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Calcul à l'ELS :**

Tableau III.15 : calcul des réactions

$q_{vs}(\text{KN/m})$	$q_{ps}(\text{KN/m})$	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$
11.96	8.93	27.21	27.39

Tableau III.16 : calcul des sollicitations

Tronçon $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$	Tronçon $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$	Tronçon $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$
$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$	$M(x=1.55 \text{ m}) = 31.45 \text{ KN.m}$	$M(x=0) = 0$
$M(x=1.55) = 31.45 \text{ KN.m}$	$M(x=3.95 \text{ m}) = 29.1 \text{ KN.m}$	$M(1.35 \text{ m}) = 28.84 \text{ KN.m}$

T (x = 0) =27.21KN T (X=1.55m) =13.37KN.m	T (1.55m) =13.37KN T (3.95m) =-15.216KN	T (0) =27.39KN T (1.35m) = 15.33KN
x (m) = 3.05 M _{0max} =41.45KN.m	x (m) =2.67m M _{0max} =17.54KN.m	x (m) = 3.07 M _{0max} = 42.005KN.m

Donc les sollicitations max sont :

$$T_{max} = 27.39KN$$

$$M_t = 42.005KN.m$$

$$M_t = 0.75 \times 42.005 = 31.50KN.m$$

$$M_t = 31.50KN.m$$

$$M_A = -0.4 \times 42.005 = -16.80KN.m$$

$$M_A = -16.80KN.m$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau.III.17: Calcul des armatures principales

Élément	Moment(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cat}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$
Travée	43.635	0.095	0.125	0.171	7.33	5T14 = 7.70
Appui	23.272	0.0506	0.065	0.175	3.82	4T12 = 4.52

Avec un espacement de 20cm pour les armatures en travée.

Et un espacement de 25 cm pour les armatures en appui.

Armatures de répartition :

Selon l'article **E.8.2.41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925cm^2$$

$$\text{soit : } 4\phi 8 = 2.01cm^2, \text{ espacement : } \frac{100}{4} = 20cm^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$$

- $A^t = 7.70cm^2 > A_{min} = 2.17cm^2$ c.vérifiée.

- $A^a = 4.52cm^2 > A_{min} = 2.17cm^2$ c.vérifiée

- Vérification à l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{38.032 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.211MPa$$

$$\tau_U = 0.211MPa < \bar{\tau}_U = 3.25MPa \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée. Donc pas d'armatures transversales

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3e; 33cm) = 33cm > 20cm \dots\dots\dots$ vérifiée
- Les armatures secondaires : $(4e; 45cm) = 45cm > 25cm \dots\dots\dots$ vérifiée

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 7.70 + 4.52 = 12.22cm^2$$

$$A_l = 12.22cm^2 > \frac{1.15 \times 38.032 \times 10^{-3}}{400} = 1.093cm^2$$

Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travées	31.5	0,05033	0.00018141	3.56	15	vérifier
Appuis	-16.80	0,0403	0.0001189	2.05	15	vérifier

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{530} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieures à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{1000}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.53cm$

Tableau III.19 : Vérifications de la flèche (en mm).

Y (m)	I(m ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	observation
0.053	0.00018	0.00341	1.0853	1.5832	2.425	2.9605	2.72	5.3	verifier

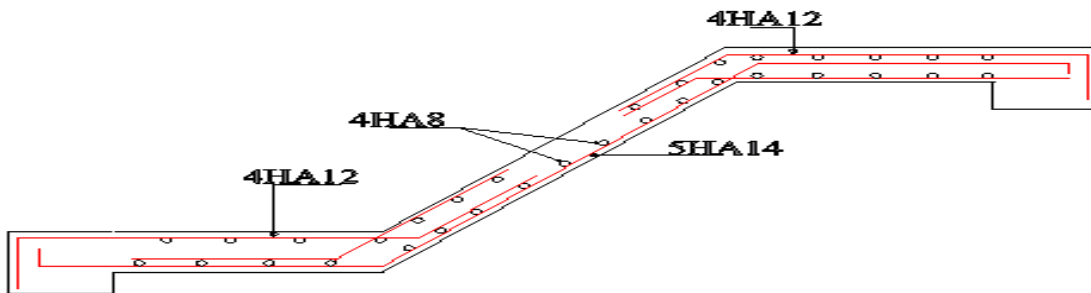


Figure III.15: Schéma ferrailage de l'escalier

III.5 Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22.67cm < h < 34cm$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\}$$

⇒ On adopte une section de (35x40) cm²

b) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$

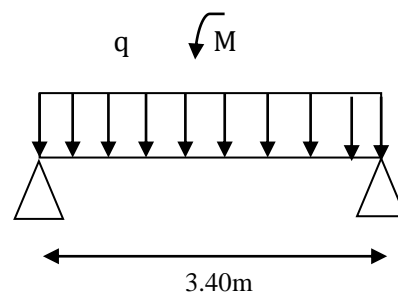


Figure III.16 : schéma statique de la poutre palière

➤ Poids de mur : $G_m=7.10\text{KN /ml}$

➤ Réactions:

À L'ELU: $R_A= 36.22 \text{ KN/m}$.

À L'ELS: $R_A= 26.12 \text{ KN/m}$.

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$q_u \text{ (ELU)} = 1.35*(3.5+7.10)+36.99=51.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ (ELS)} = 3.5+7.10+26.69=37.29 \text{ KN/ml}$$

➤ Moments isostatiques:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51.30 \times 3.40^2}{8} = 74.13 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{37.29 \times 3.40^2}{8} = 53.88 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

En travée : $M_{tu} = 0.85 M_u = 63.01 \text{ KN.m}$

$M_{ts} = 0.85 M_s = 45.80 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_{au} = -0.4 M_u = -29.65 \text{ KN.m}$

$M_{as} = -0.4 M_s = -21.55 \text{ KN.m}$

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{51.30 \times 3.40}{2} = 87.21 \text{ KN}$$

-Ferrailage à la flexion simple :

Tableau III.20 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée} \text{ (cm}^2 \text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2 \text{)}$
Travée	0.088	0.115	0.362	4.99	1.60
Appui	0.0041	0.053	0.372	2.29	1.60

Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{87.21 * 10^{-3}}{0.35 * 0.36} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \overline{\tau}_U$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

Donc : $M_{tor} = -19.96 \times 3.4 / 2 = -33.93 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à hauteur.
- e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = h/6 = 5.83 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.099674 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.50 \text{ m}$

-Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = \frac{33.93 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 1.15}{2 \times 0.099674 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 8.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

- En travée : Soit : $A_{flexion} = 4.99 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}14 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adp} = 6.16 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- En appui : $A_{flexion} = 2.29 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14 \rightarrow A_{adp} = 4.52 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

Avec : $\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.93 \times 10^{-3}}{2 \times 0.099674 \times 0.0583} = 2.92 \text{ MPa}$

$$V_u = 127.31 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{87.21 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.36} = 0.69 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 2.92 < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

f- Calcul des armatures transversales :

$A_t = A_t^{fs} + A_t^{tor}$

- Flexion simple:

$S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.562 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.029 \text{ cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.844 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier HA8: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

g-Vérification à ELS :

- État limite de compression de béton :

Tableau III.21 : Vérification de compression dans la poutre palière.

	$M_{ser-max}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{adm} \text{ (MPa)}$	Vérification
En travée	45.80	9.24	0.1383	1.1	5.66	15	Vérifiée
En appui	-21.55	7.70	0.1287	9.78	2.837	15	Vérifiée

- Évaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0.118 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.118 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.8}{10 \times 53.88} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24}{35 \times 38} = 0.00695 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

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

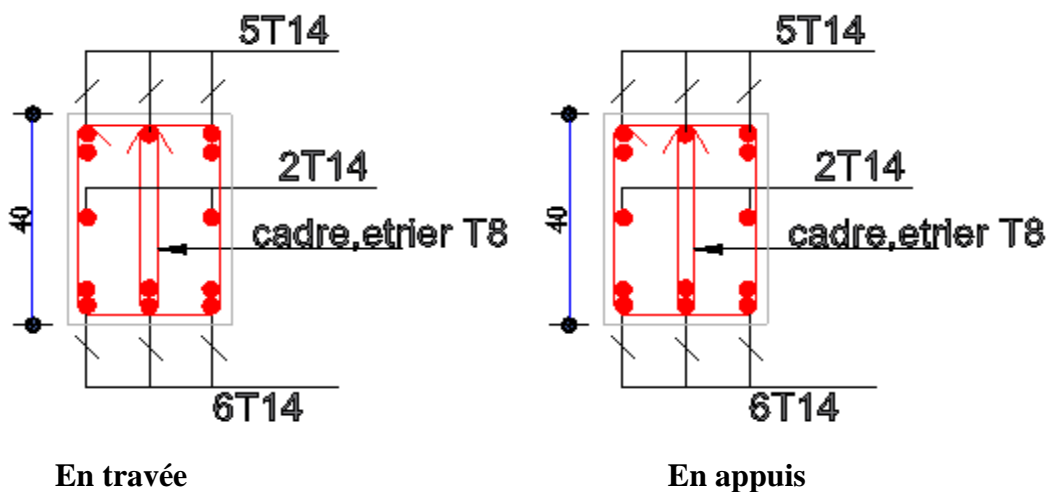


Figure III.17 : schéma ferrailage de la poutre palière

III.6: poutre de chaînage

III.6.1. Dimensionnement :RPA99(Article 9.3.3)

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow 35.3cm \leq h \leq 53cm$$

$$h \geq 20cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

Soit : $h = 40cm$
 $b = 30cm$

III.6.2.Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur.

$$P_{poutre} = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3KN / ml$$

$$P_{mur} = 2.67 \times (3.06 - 0.40) = 7.10KN / ml$$

Donc $G_u = 1.35 \times (3 + 7.10) = 13.63KN / ml$

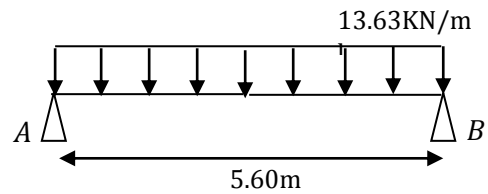


Figure III.18 Schema statique

Après calcul on obtient les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 47.87 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{P_S \times l^2}{8} = 35.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_a = -0.4 * M_0 = -19.15 \text{ KN/m} \\ M_t = 0.85 * M_0 = 40.69 \frac{KN}{m} \end{cases}$$

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 36.13 \text{ KN}$$

Tableau III.22 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage

position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}cm^2$	$A_{min}cm^2$	A_{choisi}
Travée	40.69	0.074	0.095	0.346	3.38	1.304	3HA14
Appuis	-19.15	0.035	0.044	0.35	1.56	1.304	3HA12

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12.8mm \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article III.3.b page112)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \times \phi 8 = 1.01cm^2$

c) *Les espacements :*

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 36\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 0.34\text{m} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99 version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 20\text{cm}$.

➤ **Vérifications :**

a) **À l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304\text{cm}^2 < A_s.$$

➤ **Vérifications**

• **A l'ELU**

Vérification du Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 1.15 \times 36.13 = 41.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0.384 \text{ MPa}; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Alors la condition est Vérifiée.

Vérification des contraintes sur le béton :

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau (III.24)

Tableau III.23 : vérifications des contraintes

M_{ser} (KN. m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (MPa)	Observation	
M_t	30.14	0.094	4.4×10^{-4}	6.45	15	Vérifiée
M_a	-14.18	0.094	4.4×10^{-4}	3.04	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} M_0^s = 41,14 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 47.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.40}{5.3} = 0.0755 < 0.063 \dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 < 11.34\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée} \\ L = 5.3 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

=> La vérification de la flèche n'est pas nécessaires

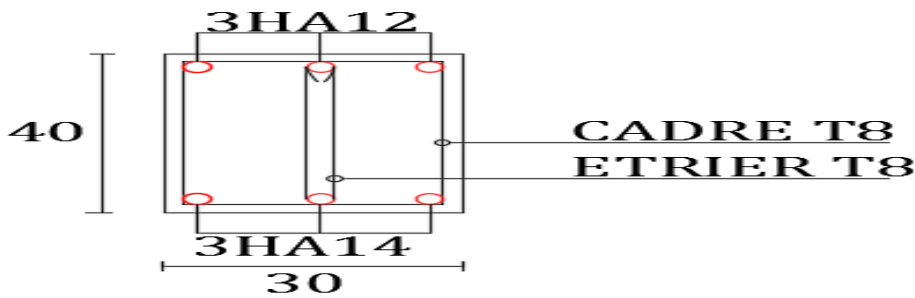


Figure III.19 Schéma ferrailage poutre de chaînage

III.7 Dalles pleines :

1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 20 cm et qu'ils sont définis en trois type :

Type1:sur 4 appuis

L_x : la plus petite dimension du panneau.
 L_y : la plus grande dimension du panneau

• Calcul du chargement :

$G=6.43\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$

$$q_u = \begin{cases} 1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5 = 12.43 \text{KN/ml.} \\ 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.05}{5.30} = 0.57 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$$

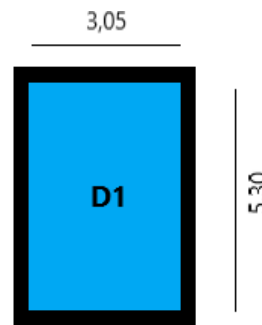


Figure. III.20:Dalle sur 4 appuis

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

Du tableau (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases}$$

• Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

Donc à l'ELU : $M_{x0} = 0.0865 \times 12.43 \times (3.05)^2 = 10 \text{ KN.m.}$

$M_{y0}=2.58 \text{ KN.m.}$

à L'ELS : $M_{x0}=7.56 \text{ KN.m.}$

$M_{y0}=3.29 \text{ KN.m.}$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

ELU : $M_{tx}=0.85M_{x0}=0.85*10=8.5\text{KN.m}$

$M_{ty}=0.85M_{y0}=0.85*2.58=2.19\text{KN.m.}$

ELS: $M_{tx}=6.43\text{KN.m}$

$M_{ty}=2.79\text{KN.m}$

- **En appuis :**

$M_a^x= -0.4M_x= -4\text{KN.m.}$

$M_a^y= -0.4 M_y= -1.032\text{KN.m}$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Résultats de ferraillage de la dalle (D1)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
X	8.5	0.0185	0.023	0.178	1.36	1.94	2.01=4HA8	25
Y	2.19	0.00476	0.0059	0.179	0.35	1.60	2.01=4HA8	25
En appui								
X	-4	0.0087	0.011	0.179	0.64	1.94	2.01=4HA8	25
Y	-1.032	0.0022	0.0028	0.179	0.16	1.60	2.01=4HA8	25

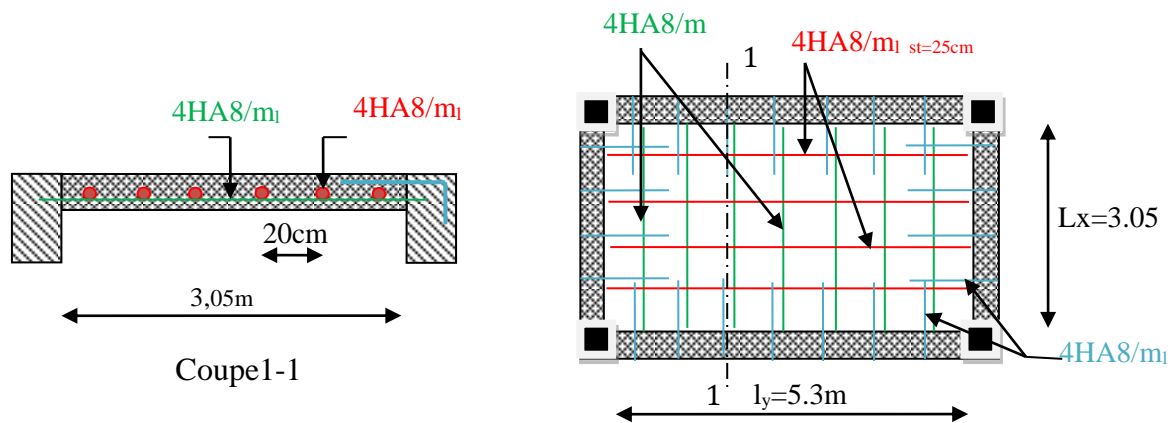


Fig. III.21 schéma de ferraillage de la dalle sur 04 appuis

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérifications à l'effort tranchant :** $\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12.43 \times 3.05}{2} \times \frac{5.3^4}{3.05^4 + 5.3^4} = 17.08 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.095 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.095 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa}$ Condition vérifiée (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- A P'ELS:
- La vérification de la contrainte:

Tableau III.25 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 1.

	Sens	Msermax (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ^{st} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	6.43	2.01	0.030	7683.7	187.6	201.6	2.51	15	Vérifiée
	y-y	2.79	2.01	0.030	7683.7	170.3	201.6	1.09	15	Vérifiée
En appui	x-x y-y	3.023	2.01	0.021	7683.7	175.4	201.6	1.18	15	Vérifiée

• Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3.e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4.e; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$ condition vérifiée

Vérification de la flèche

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

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{3.05} = 0.065 \geq \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0011 < \frac{2}{f_c} = 0.005$$

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Type2: sur 2 appuis

• Evaluation des charges :

$G=4.43 \text{KN/m}^2$; $Q=3.5 \text{KN/m}^2$

$P_u=1.35G+1.5Q=11.23 \text{KN/m}^2$

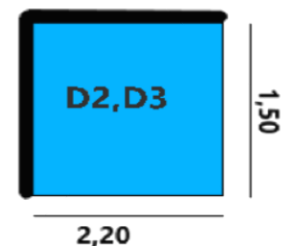


Figure. III.22 Dalle sur 02 appuis

$L_x=1.50m$

$L_y=2.20m$

$\rho = 0.68 > 0.4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Du tableau (**annexe 1**) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

• à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$

$M_x = 1.79KN.m$

$M_y = 0.72KN.m$

• **Calcul des moments réels :**

En travées :

$M_t^x = 0.85 M_x = 1.52KN.m$

$M_t^y = 0.85 M_y = 0.6154KN.m$

En appuis :

$M_a^x = -0.3M_x = -0.54KN.m$

$M_a^y = -0.3 M_y = -0.217$

Le ferrailage : Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab III.26 Résultats de ferrailage de la dalle (D2)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
X	1.52	0.011	0.0134	0.099	0.44	1.11	2.01=4HA8	25
Y	0.61	0.0043	0.0054	0.099	0.18	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X	-0.54	0.0038	0.0048	0.11	0.15	1.11	2.01=4HA8	25
Y	-0.217	0.0015	0.0018	0.099	0.062	0.96	2.01=4HA8	25

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferrailage

Calcul de l'espacement :

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$.

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6.93$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0693\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0693\text{MPa} \leq 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS:

$$M_{ser}^{lx} = 1.1645\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{ly} = 0.65\text{KN.m}$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Tableau III.27 : Vérification de la compression du béton pour la

	Sens	M _{ser} max (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	1.16	2.01	0.023	2583.6	1.021	15	Vérifiée
	y-y	0.649	2.01	0.023	2583.6	0.57	15	Vérifiée
En appui	x-x	0.41	2.01	0.023	2583.6	0.36	15	Vérifiée
	y-y							

• **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.45} = 0.08 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Type3: sur 3 appuis

-Méthode de calcul : On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$\bullet l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P * l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

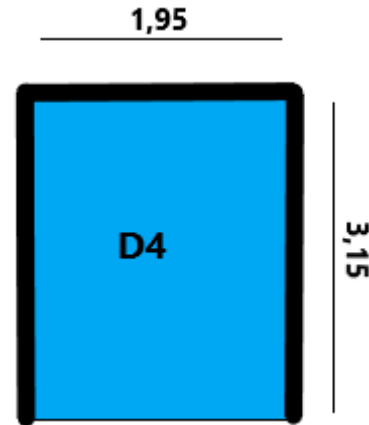


Figure III.23 Dalle sur 03 appuis

a.1. Calcul des sollicitations :

Q = 1.5 KN/m ; G = 4.43 KN/m²

A l'ELU : P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.23 KN/m² A l'ELS : P_s = 5.93 KN/m² On a :

$l_x = 1.95 > \frac{l_y}{2} = 1.575m$ Donc : $\begin{cases} M_x = 2.54 KN.m \\ M_y = 9.30 KN.m \end{cases}$

Tableau III.28 Résultats de ferrailage de la dalle (D4)

Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
Travée xx	0.065	0.084	0.097	2.75	1.14	4HA10=3.14
Travée yy	0.056	0.072	0.097	2.34	0.96	4HA10=3.14
Appui xx	0.038	0.049	0.098	1.59	1.14	4HA8=2.01
Appui yy	0.032	0.042	0.098	1.36	0.96	4HA8=2.01

Moments en travées : $M_x^t = 0.85M_x = 2.16 KN.m$
 $M_y^t = 0.85M_y = 7.90KN.m$

➤ Moments aux appuis : $M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -4.60 KN.m$

▪ Vérification de l'effort tranchant:

$V_x = Vu \max = \frac{P_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6.99KN.$

$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} = 0.069 < \tau_{adm} = 1.17 MPa$

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

Vérification à l'ELS :

▪ La compression du béton :

Tableau III.29 : Vérification de la compression du béton pour la dalle 3

	Sens	Mser max (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	x-x	6.66	3.14	0.026	3164	5.54	15	Vérifiée
	y-y	5.71	3.14	0.026	3164	1.44	15	Vérifiée
En appui	x-x	3.92	2.01	0.021	2190	3.89	15	Vérifiée
	y-y							

Vérification de la flèche :

$$h/l > 0.12/3.15 \Rightarrow 0.038$$

$$> 0.0375$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.038 > 0.04$$

$$\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.005$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.30: Vérifications de la flèche (en mm).

	Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	observation
sensxx	2.6	31600	15153.6	0.233	0.690	1.3086	1.4618	1.846	3.9	vérifier
sensyy	2.6	31600	15153.6	0.522	1.190	2.46	2.844	3.594	6.3	vérifier

➤ Vérification de l'espacement

Selon x: s_t = min (3e ; 33cm) ⇒ 25cm < 33 cm ⇒ Vérifiée.

Selon y : s_t = min (4e ; 45cm) ⇒ 25cm < 45 cm ⇒ Vérifiée.

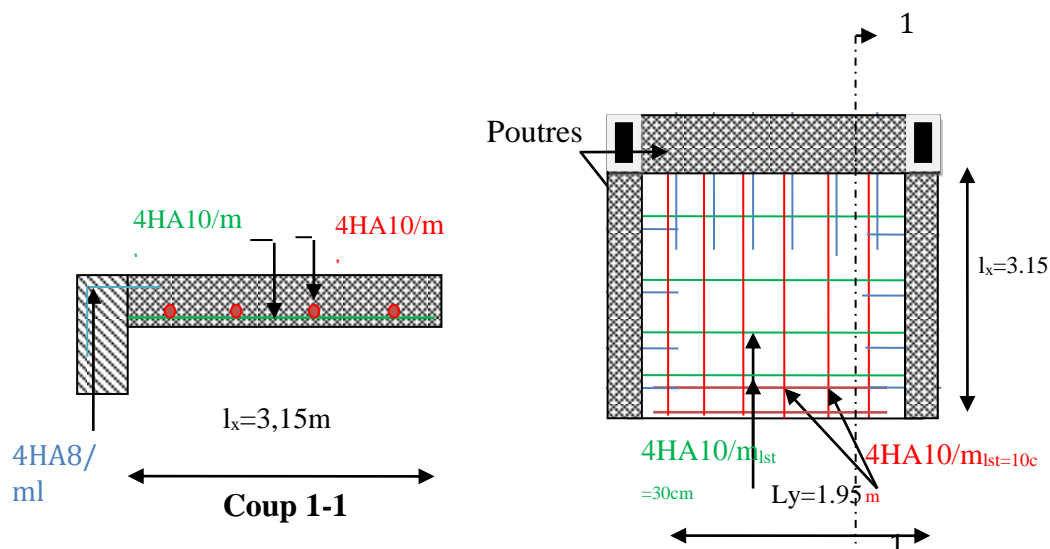


Figure. III.23 schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis

III.8 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.



CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La structure étudiée est implanté à Bejaia donc elle est classé en zone sismique **II_a** selon la classification du RPA99/2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV.2. Le choix de type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses.

Le bâtiment est situé en zone sismique (**II a**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte voiles-portiques car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisses.

IV.3. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

A) 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)

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.(RPA99/2003 tableau 4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.....(RPA99/2003 (Formule 4-2)).

W : Poids total de la structure.(RPA99/2003 (4-5))

R : Coefficient de comportement de la structure. ... (RPA99/2003 tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité. (RPA99/2003 (Formule 4-4)).

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

B) La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est 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.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$: Effort tranchant statique à la base.

Tel que :

- **A= 0,15** ---- Groupe d'usage 2 ---- Zone sismique **II_a**
- **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 $D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

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

$$\xi = 10 \% \text{ D'où : } \eta = 0.764$$

On a un site ferme (S2) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$ (RPA99/2003)

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=27,54m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. (RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20,85 \text{ m} \\ L_y = 21,90 \text{ m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,543; 0,6) = 0,543 \text{ s} \\ T_y = \min(0,529; 0,6) = 0,529 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,543 = 0,7059 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,529 = 0,6877 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow \text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,56 \\ D_y = 1,58 \end{cases}$$

▪ **Q= 1+Σ1⁶ 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 IV.1 Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p _q	Observation	p _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
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_X = 1.15		Q_Y = 1.10	

Justifications Sens XX

1-(Files de portiques) : Nous avons 4 files dont le nombre de travée égale à 2 (**non vérifié**)

2-le rapport entre deux dimensions de portiques ($\frac{\text{Maximale}}{\text{Minimale}}$) dépasse 1.5

($\frac{3,4}{2,15} = 1,58 > 1,5$)..... (**Non vérifié**)

3-Niveau 3: Une partie entrante mesure selon lx: $7,40 \cdot \frac{l_x}{L} = \frac{7,40}{20,85} = 0,35 > 0,25$ (**non vérifié**)

4-observé

Justifications Sens YY

1-(Files de portiques) : Nous avons 2 files dont le nombre de travées égales à 2 (**non vérifié**)

2-observé

3-Niveau 3 : Une partie entrante mesure selon Y : 5,80m + 5,05m

$\frac{l_y}{L} = \frac{10,85}{21,90} = 0,49 > 0,25$ (**non vérifié**)

4-observé

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, 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 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 = 39931.66KN**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$V_{st}^x = 2149.12KN$

$V_{st}^y = 2082.04KN$

IV.4.Spectre de réponse de calcul

IV.4.1 définition du spectre de réponse de calcul

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

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 était prisent en compte par le model.

Lors de l'analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculé selon les deux directions orthogonales.

Figure IV.1. Spectre Sens yy

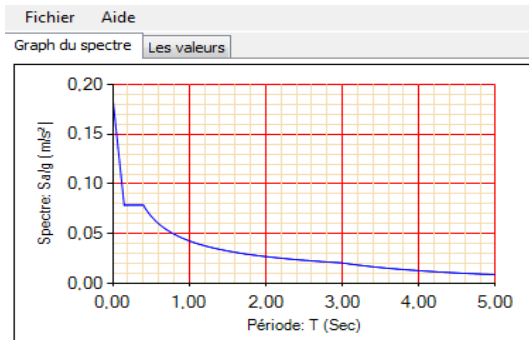
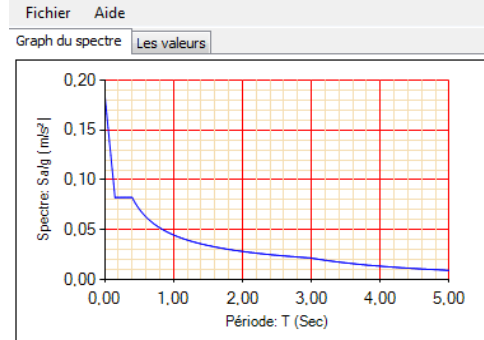


Figure IV.2. Spectre Sens xx



IV.4.2.résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel **ETABS2016**, nous avons obtenus les résultats suivants

IV.4.2.1.Disposition et longueur des voiles

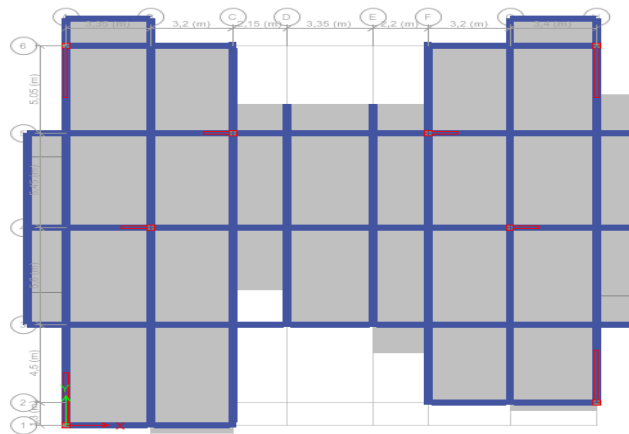


Figure IV.3. Vue en plan de la disposition des voiles

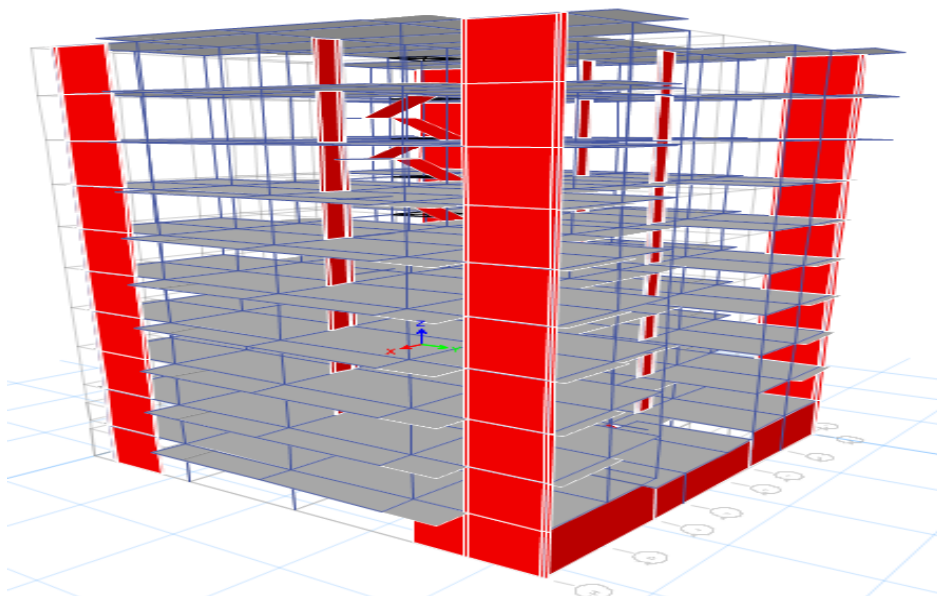


Figure IV.4. Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

IV.4.2.2. Analyse modale

Le modèle nous a donné différents modes de translation

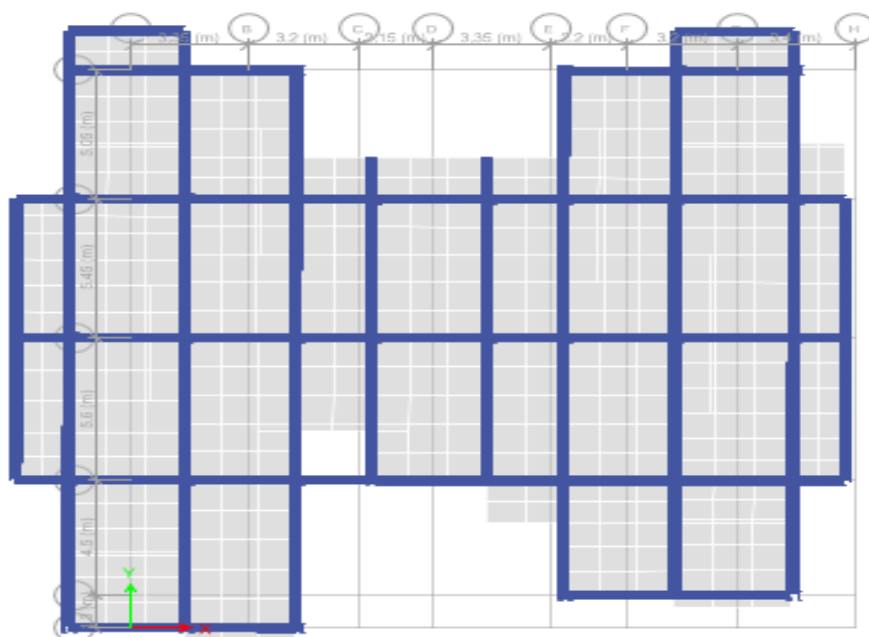


Figure. IV.5.1^{er} mode (translation selon xx)

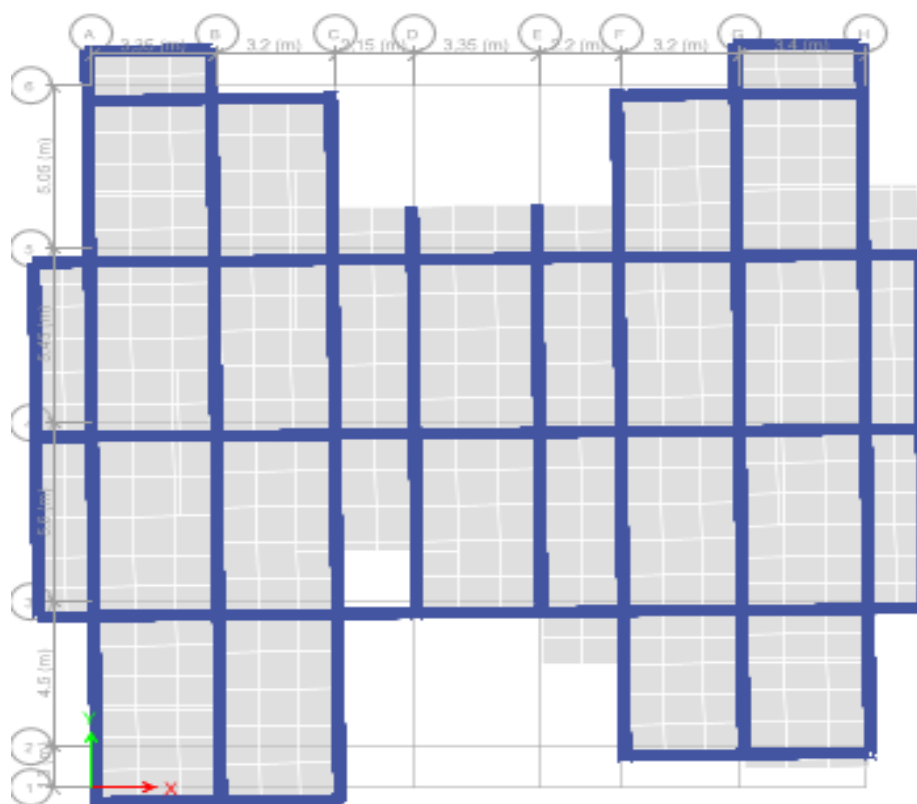


Figure. IV.6. 2^{ème} mode (translation selon yy)

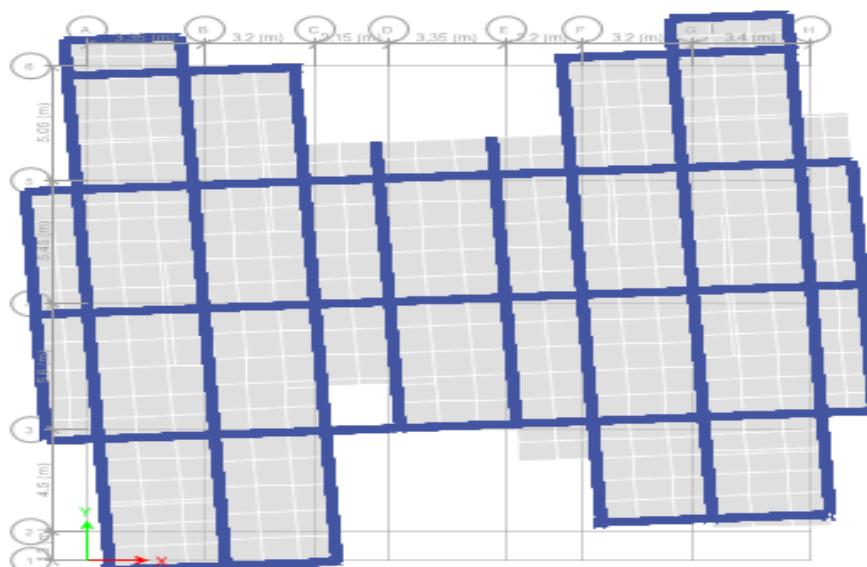


Figure. IV.7.3^{ème} mode (rotation autour de z)

Commentaire

D’après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon l’axe X et malheureusement la translation selon l’axe Y est accompagnée d’une faible rotation, plus une torsion dans le 3^{ème} mode. Néanmoins les résultats présentés dans le Tableau IV.2 nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.5. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d’énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d’énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY
Modal 1	0,942	0,6844	0,00003447	0,6844	0,00003447
Modal 2	0,781	0,0001	0,5981	0,6844	0,5981
Modal 3	0,746	0,0000060	0,0582	0,6844	0,6563
Modal 4	0,328	0,1169	0,000001234	0,8014	0,6563
Modal 5	0,231	0,0000236	0,1484	0,8014	0,8046
Modal 6	0,214	0,0007	0,0086	0,8021	0,8133
Modal 7	0,183	0,0445	0,00000406	0,8466	0,8133
Modal 8	0,121	0,0295	0,0001	0,8761	0,8134
Modal 9	0,109	0,000003618	0,0672	0,8762	0,8806
Modal 10	0,099	0,0002	0,0015	0,8764	0,8821
Modal 11	0,085	0,019	0,00001296	0,8954	0,8821
Modal 12	0,066	0,0135	0,0032	0,9088	0,8853
Modal 13	0,065	0,0013	0,0387	0,9101	0,9243
Modal 14	0,059	0,0000137	0,0003	0,9101	0,9243

Remarque :

Dans le tableau (IV.2) on a exposé les résultats du model en terme de période et de participation massique. Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse totale du bâtiment pour le sens X au 12^{ème} mode et pour le sens Y elle est atteinte au 13^{ème} mode.

IV.5.2. 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 IV.3.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
SensX	1291,93	1719.30	Non vérifiée
SensY	1323,33	1665,63	Non vérifiée

D’après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ n’est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suite :

Sens xx : $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}=1,331$

Sens yy : $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}=1,259$

Après la majoration de l’action sismique, on obtient les résultats suivants

Tableau IV.4.Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l’action sismique

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
SensX	1719.56	1719.30	Vérifiée
SensY	1666.07	1665,63	Vérifiée

IV.5.3. Justification de l’interaction voiles-portiques :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA99** exige que les charges verticales et horizontales soient reprises conjointement par les voiles et le portique et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l’effort tranchant d’étage. (**RPA99/2003 Art3.4.a**)

A) Sous charges verticales :

$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)

$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).

B) Sous charges horizontales :

$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)

$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 8	-3639,9861	-859,1098	80,905	19,095	Vérifiée
Etage 7	-7068,6853	-1739,0798	80,255	19,745	Vérifiée
Etage 6	-10663,8515	-2478,8161	81,139	18,861	Vérifiée
Etage 5	-14373,0347	-3102,854	82,245	17,755	Vérifiée
Etage 4	-17959,7404	-3846,9205	82,359	17,641	Vérifiée
Etage 3	-21820,2014	-4317,464	83,482	16,518	Vérifiée
Etage 2	-26221,5948	-4468,9466	85,439	14,561	Vérifiée
Etage 1	-30327,2275	-4915,7082	86,052	13,948	Vérifiée
RDC	-34629,8338	-5281,9659	86,766	13,234	Vérifiée
E.sol 1	-36375,6705	-4752,708	88,444	11,556	Vérifiée

Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

Tableau IV.6. Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)		charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 8	390,05	80,15	82,95	17,04	404,69	233,066	63,45	36,54
Etage 7	511,62	126,89	80,127	19,87	407,97	268,60	60,30	39,70
Etage 6	616,59	211,23	74,483	25,51	432,49	415,418	51,00	48,99
Etage 5	851,80	146,66	85,311	14,69	608,55	394,31	60,68	39,32
Etage 4	928,62	204,17	81,976	18,02	609,38	522,27	53,85	46,15
Etage 3	942,83	307,92	75,381	24,62	572,95	676,67	45,85	54,15
Etage 2	1209,63	172,78	87,501	12,50	783,23	580,08	57,45	42,55
Etage 1	1163,56	321,24	78,365	21,63	639,01	828,37	43,55	56,45
RDC	1328,62	271,97	83,008	16,99	676,81	918,91	42,41	57,59
E.sol 1	214,94	40,79	84,048	15,95	527,27	530,84	49,83	50,17

Remarque

On constate dans les résultats résumés dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 art.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj}: La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudié.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Poteau	B cm	H cm	S cm ²	Combinaisons	N (KN)	γ	Observation
Entre sol	C25	45	50	2250	ELU	-2169,91	0,385	Non Vérifiée
RDC	C25	45	50	2250	ELU	-1923,82	0,342	Non Vérifiée
Etage 1	C25	40	45	1800	ELU	-1683,9	0,374	Non Vérifiée
Etage 2	C25	40	45	1800	ELU	-1456,7	0,324	Non Vérifiée
Etage 3	C25	35	40	1400	ELU	-1230,07	0,351	Non Vérifiée
Etage 4	C25	35	40	1400	ELU	-1016,02	0,29	Vérifiée
Etage 5	C25	35	40	1400	ELU	-813,08	0,232	Vérifiée
Etage 6	C25	30	35	1050	ELU	-611,01	0,233	Vérifiée
Etage 7	C25	30	35	1050	ELU	-413,03	0,157	Vérifiée
Etage 8	C25	30	35	1050	ELU	-222,99	0,085	Vérifiée

Remarque

D'après le tableau ci-dessus on constate que l'effort normal réduit n'est pas vérifié dans les Cinq premiers niveaux de la structure. Donc on doit augmenter la section des poteaux dans ces niveaux.

Tableau IV.8. Révérifications de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Poteau	B cm	H cm	S cm ²	Combinaisons	N (KN)	γ	Observation
Entre sol	C25	55	60	3300	ELU	-2169,91	0,263	Vérifiée
RDC	C25	55	60	3300	ELU	-1923,82	0,233	Vérifiée
Etage 1	C25	50	55	2750	ELU	-1683,9	0,245	Vérifiée
Etage 2	C25	50	55	2750	ELU	-1456,7	0,212	Vérifiée
Etage 3	C25	45	50	2250	ELU	-1230,07	0,219	Vérifiée
Etage 4	C25	40	45	1800	ELU	-1016,02	0,226	Vérifiée
Etage 5	C25	35	40	1400	ELU	-813,08	0,232	Vérifiée
Etage 6	C25	35	40	1400	ELU	-611,01	0,174	Vérifiée
Etage 7	C25	30	35	1050	ELU	-413,03	0,157	Vérifiée
Etage 8	C25	30	35	1050	ELU	-222,99	0,085	Vérifiée

IV.5.5. Vérification du déplacement inter étages

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 IV.9. Vérification des déplacements inter étages sens xx

Déplacement sens xx							
Niveau	h _k (mm)	δ _{ek} (mm)	δ _k (mm)	δ _{k-1} (mm)	Δ _k (mm)	Δ _k /h _k (%)	Observation
Etage 8	3060	20,06	100,3	93,345	6,955	0,00227288	Vérifiée
Etage 7	3060	18,669	93,345	84,2	9,145	0,00298856	Vérifiée
Etage 6	3060	16,84	84,2	73,055	11,145	0,00364216	Vérifiée
Etage 5	3060	14,611	73,055	61,15	11,905	0,00389052	Vérifiée

Etage 4	3060	12,23	61,15	47,96	13,19	0,00431046	Vérifiée
Etage 3	3060	9,592	47,96	34,015	13,945	0,00455719	Vérifiée
Etage 2	3060	6,803	34,015	21,58	12,435	0,00406373	Vérifiée
Etage 1	3060	4,316	21,58	9,78	11,8	0,00385621	Vérifiée
RDC	3060	1,956	9,78	1,51	8,27	0,00270261	Vérifiée
E.sol	3060	0,302	1,51	0	1,51	0,00049346	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter étages sens yy

Déplacement sens yy							
Niveau	h _k (mm)	δ _{ek} (mm)	δ _k (mm)	δ _{k-1} (mm)	Δ _k (mm)	Δ _k /h _k (%)	Observation
Etage 8	3060	13,478	67,39	59,995	7,395	0,00241667	Vérifiée
Etage 7	3060	11,999	59,995	52,23	7,765	0,00253758	Vérifiée
Etage 6	3060	10,446	52,23	43,985	8,245	0,00269444	Vérifiée
Etage 5	3060	8,797	43,985	35,565	8,42	0,00275163	Vérifiée
Etage 4	3060	7,113	35,565	27,065	8,5	0,00277778	Vérifiée
Etage 3	3060	5,413	27,065	18,855	8,21	0,00268301	Vérifiée
Etage 2	3060	3,771	18,855	11,585	7,27	0,00237582	Vérifiée
Etage 1	3060	2,317	11,585	5,45	6,135	0,0020049	Vérifiée
RDC	3060	1,09	5,45	1,325	4,125	0,00134804	Vérifiée
E.sol	3060	0,265	1,325	0	1,325	0,00043301	Vérifiée

Commentaire :

On constate d’après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d’étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d’après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d’instabilité.

IV.5.6. 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 :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

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

V_k = Σ_{i=k}ⁿ F_i : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur de l’étage « k ».

Remarque

Si 0.1 ≤ θ_k ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative

en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique

du 1^{er} ordre par le facteur : 1/ (1 - θ_k).

Si θ_k > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.11. Vérification des effets du second ordre sens xx

Effet P-Δ sens xx						
Niveau	h _k (mm)	P _k (KN)	V _k (KN)	Δ _k (mm)	θ	Observation
Etage 8	3060	4157,8839	441,5028	6,955	0,02140497	vérifiée
Etage 7	3060	7928,1562	723,7392	9,145	0,03273802	vérifiée
Etage 6	3060	11698,4286	949,7542	11,145	0,04486162	vérifiée
Etage 5	3060	15474,6679	1130,4565	11,905	0,05325685	vérifiée
Etage 4	3060	19250,9072	1286,8038	13,19	0,06448552	vérifiée
Etage 3	3060	23027,1466	1425,9916	13,945	0,07359025	vérifiée
Etage 2	3060	27021,9509	1546,7543	12,435	0,07099369	vérifiée
Etage 1	3060	31016,7552	1642,9719	11,8	0,07279923	vérifiée
RDC	3060	35129,772	1701,6738	8,27	0,05579344	vérifiée
E.sol	3060	39931,663	1719,5626	1,51	0,01145922	vérifiée

Tableau IV.12. Vérification des effets du second ordre sens yy

Effet P-Δ sensyy						
Niveau	h _k (mm)	P _k (KN)	V _k (KN)	Δ _k (mm)	θ	Observation
Etage 8	3060	4157,8839	477,0711	7,395	0,02106231	vérifiée
Etage 7	3060	7928,1562	707,4224	7,765	0,02843894	vérifiée
Etage 6	3060	11698,4286	909,7422	8,245	0,03464802	vérifiée
Etage 5	3060	15474,6679	1071,7862	8,42	0,03972865	vérifiée
Etage 4	3060	19250,9072	1211,8342	8,5	0,04412711	vérifiée
Etage 3	3060	23027,1466	1334,8545	8,21	0,04628368	vérifiée
Etage 2	3060	27021,9509	1439,4322	7,27	0,04460037	vérifiée
Etage 1	3060	31016,7552	1531,2208	6,135	0,04061175	vérifiée
RDC	3060	35129,772	1606,2422	4,125	0,02948267	vérifiée
E. sol	3060	39931,663	1666,0737	1,325	0,01037809	vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédent indique que les effets du second ordre sont négligés.

IV.6.Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exiger par le RPA99/2003 soit satisfaite. Néanmoins l’architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Pour que les vérifications soient toutes satisfaite on a était dans le besoin d’augmenter la section des poteaux a 55*60 cm² pour l’entre sol et RDC, 50*55 cm² pour 1^{er} et 2^{ème} étage ,45*50 cm² pour le 3^{ème} étage, 40*45 cm² pour le 4^{ème} étage, 35*40 cm² pour le 5^{ème} et 6^{ème} étage, 30*35 cm² pour le 7^{ème} et 8^{ème} étages.

Le mur adossé a pour épaisseur 18 cm.

Les voiles de contreventement ont 15cm d’épaisseur.



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (**M, N, T**) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le **logiciel ETABS V16**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

$$1). 1.35G+1.5Q$$

$$2). G+Q$$

$$3). G+Q+E$$

$$4). G+Q-E$$

$$5). 0.8G+E$$

$$6). 0.8G-E$$

V.1.2 Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante.

– 6% en zone de recouvrement.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

B : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.3 Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \mathbf{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.4 Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS 2016

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} \mathbf{M}_t = 71,13 \text{ KN.m ... (ELA)} \\ \mathbf{M}_a = -90,78 \text{ KN.m ... (ELA)} \end{cases}$$
Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 0,078 \quad \alpha = 0.102 \quad Z = 0,388m \quad A_{st} = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = 0,0998 \quad \alpha = 0.132 \quad Z = 0,384m \quad A_{st} = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	Localisa	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	N bre de barres
Enter -sol, RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	-90.78	-115,1	4.58	6,75	4.62	3T14
			Travée	71.13		5.91		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30×30	Appuis	-58.22	61.74	5.85	4,5	6.88	3T14+2T12
			Travée	51.64		5.13		6.88	3T14+2T12
1 ^{er} , 2,3,4, 5,6,7 et 8 ^{ème} étage	Poutre principale	30×45	Appuis	-136.58	-90.06	9.18	6,75	9,24	3T14+ 3T14
			Travée	55.72		3.55		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×30	Appuis	-71.23	-71.24	7,31	4,5	8.01	3T14+3T12
			Travée	59.42		5.98		6.88	3T14+2T12

V.1.5 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Les longueurs de recouvrement : $Lr > 40 \times \phi_{en..zone..II} \cdot Lr > 40$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow Lr > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \Rightarrow Lr = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow Lr > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \Rightarrow Lr = 50 \text{ cm}$$

V.1.6 Les armatures transversales :**a). Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad ; \quad \phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_l \leq \min(1.2; 1.28; 3cm)$$

Soit $\phi_l = 10mm$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres

b).Calcul des espacements des armatures transversales :

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

Zone nodale : $S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25cm$ Soit : $S_t = 10 cm$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5cm.$ Soit $S_t = 15 cm$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 2.02cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.7 Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.47cm^2 \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	-115,1	0.95	3.33	Vérifiée
secondaires	-71.24	0.59	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis intermédiaires $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

$\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	$A_t(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm^2)	A_1^{int} (cm^2)	Observation
Principales	9,24	-115,1	-136.58	3.31	-7.46	Vérifiée
Secondaires	8.01	-71.24	-71.23	2.05	-6.38	Vérifiée

V.1.8 Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-58,2443	77355	9.08	6.84	15	vérifiée
	Travées	34,6639	105618	11.31	3.71	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-30,3518	28322	6.25	6.71	15	vérifiée
	Travées	14,1189	37634	7.95	2.98	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$; 2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$; 3. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots$ **BAEL91 (Art B.6.5)**

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5.50	9,24	0.082	0.032	0.0076	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	30	30	3.10	8.01	0.097	0.08	0.0098	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.9 Schéma de ferrailage des Poutres :

Remarque : pour le ferrailage des poutres on opter un seul choix dans tout la structure et notre choix est donné dans le schéma ci-dessous

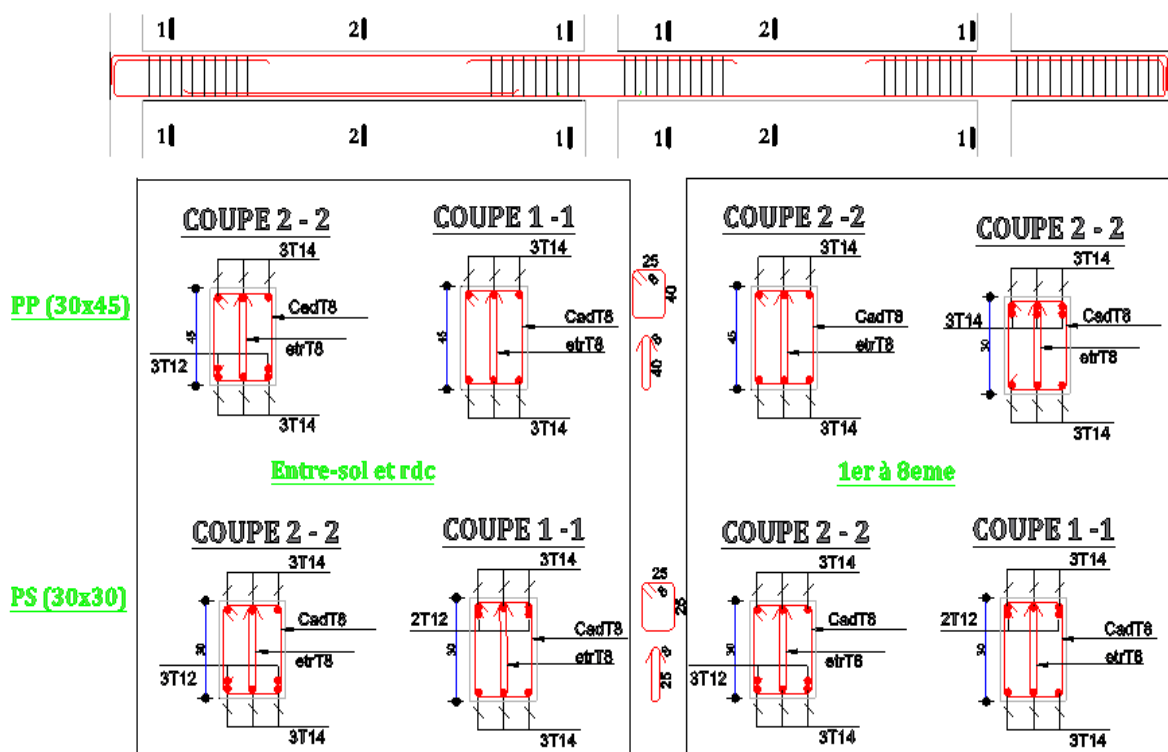


Figure. V.1 : ferrailage des poutres principales et secondaires

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

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, parmi celles introduites dans le fichier de données de l'ETABSV2016 :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q+E$

4). $G+Q-E$

5). $0.8G+E$

6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa).

A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante).

A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).

Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

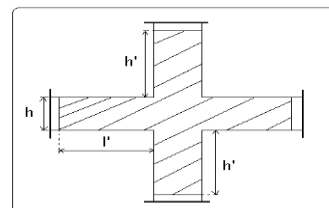


Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre-sol, RDC et	55×60	26.4	132	198
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	22	110	165
3 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
4 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108
5 et 6 ^{ème} étage	35×40	11.2	56	84
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	30×35	8.4	42	63

b). Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

– V_u : est l'effort tranchant de calcul.

– h_1 : hauteur totale de la section brute.

– f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

– ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda g < 5.$$

λg : l'élancement géométrique.

avec : $\lambda g = l_f / a$ ou $\lambda g = l_f / b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans

La direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS V 16**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre-sol, RDC	-2253,46	-28,78	-209.84	-478.06	558.90	28.23
1er et 2 ^{ème} étage	-1756.86	25.17	134.03	-308.69	352.88	11.11
3 ^{ème} étage	-1293.09	28.9	119.11	-279.53	101.23	8.06
4 ^{ème} étage	-1069.60	29.65	110.24	-251.45	59.78	6.62
5 et 6 ^{ème} étage	-852.33	26.41	100.54	-180.87	45.64	1.74
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	-436.50	24.20	75.62	-82.10	41.38	2.95

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité, d’après la modélisation on a tirés les sollicitations suivantes :

– **N_{max}= 2253,46KN →M_{cor}= -28, 78KN.m(ELU)**

– **M_{max}= -209. 84KN.m→N_{cor}= 478.06KN (ELA)**

– **N_{min}= -558.90KN →M_{cor}= 28. 23KN.m(ELA)**

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

d = 54m; **d'** = 0.06m.

N = 2253,46KN (de compression)(ELU)

M = 28, 78KN.m →**e_G**= **M/N** = 0.013m

e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300m →le centre de pression est à l’intérieur de la section entre les armatures AA’).

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b).....(I).

(a) = (0.337 × h – 0.81 × d') × **b × h × f_{bu}**

(b) = N_u × (d – d') – M_{UA}

M_{UA} = M + N × (d – h/2) = 28.78 + 2253.46 × (0.54 – 0.60/2) = 569.61. m.

(a)=0.718 ; (b)=0.512 ⇒la condition pas vérifié.

Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation

à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.251$$

$$\mu_{bu} = 0.251 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot.B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.367 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \dots (\text{ELU})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.461 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 35.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -29.24 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous Mmax et Ncor :

$$M = -209.84 \text{ KN.m}, N = 478.06 \text{ KN (ELU)}$$

$$\rightarrow e_G = 0.44 \text{ m} > (h/2) = 0.300 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 209.84 + 478.06 \times (0.54 - 0.60/2) = 324.57 \text{ m}.$$

$$(a) = 0.937$$

$$(b) = -0.095$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 324.57 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.109 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.145 \rightarrow z = 0.51 \rightarrow A_1 = 15.95 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 4.00 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous Nmin et Mcor :

$$N = -558.90 \text{ KN} \rightarrow M = 28.23 \text{ KN.m (ELA)} \rightarrow e_G = 0.05 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieure de la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 28.23 - 558.9 \times (0.54 - 0.60/2) = -105.91 \text{ KN.m}.$$

$$(a) = 0.937 \quad (b) = -0.162$$

$$M_{UA} = -105.91 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.0455 \rightarrow z = 0.530 \text{ m} \rightarrow A_1 = -4.99 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 8.98 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :

Niveau	sections	A'(cm ²)	A(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Adopt(cm ²)	barres
Entre-sol, RDC	55×60	0	8.98	26.4	28.65	4HA20+8HA16
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	0	5.41	22	22.24	8HA16+4HA14
3 ^{ème} étage	45×50	0	3.30	18	20.36	4HA16+8HA14
4 ^{ème} étage	40×45	0	4.02	14.4	16.84	8HA14+4HA12
5 et 6 ^{ème} étage	35×40	0	5.30	11.2	13.57	12HA12
7 et 8 ^{ème} étage	30×35	0	5.52	8.4	13.57	8HA12

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_{in}^m cm	V _d (KN)	l _t cm	t zone nodale	t zone courante	A _t Nodale (cm ²)	A _t courante (cm ²)	A _{min} Nodale (cm ²)	A _{min} courante (cm ²)	A _t ^{ad} (cm ²)	barres	A _t ^{ad} (cm ²)	barres
55×60	1.6	227.8	214.2	10	15	3.55	5.34	3.94	5.92	4.02	8HA8	6.28	8HA10
50×55	1.4	86.22	214.2	10	15	1.47	2.20	3.17	4.75	4.02	8HA8	4.71	6HA10
45×50	1.4	93.19	214.2	10	15	1.74	2.62	2.39	3.59	3.02	6HA8	4.02	8HA8
40×45	1.6	77.02	214.2	10	15	1.60	2.41	1.62	2.43	3.02	6HA8	3.02	6HA8
35×40	1.4	68.23	214.2	10	15	1.06	1.60	1.2	1.8	3.02	6HA8	3.02	6HA8
30×35	1.2	53.62	214.2	10	15	0.95	1.44	1.05	1.57	3.02	6HA8	3.02	6HA8

V.2.6. Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)** les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \\ \lambda = 4 \times l_f / d \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2253,46 \text{ KN}$$

$$l_f = 306 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 13,48 < 50 \rightarrow \alpha = 0.91 / 1.10 = 0.83$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}^2.$$

$$N_d = 2.25346 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.2535 \text{ MN} < N_u = 5.55 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	<i>l</i> ₀ (cm)	<i>l</i> _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entre-sol et RDC	55×60	286	214.2	13,48	0,83	28.65	0,31	5.55	2.25346	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50×55	286	214.2	14,82	0,82	22.24	0,254	4.49	1.75686	vérifiée
3 ^{ème} étage	45×50	286	214.2	16,47	0,81	20.36	0,21	3.72	1.29309	vérifiée
4 ^{ème} étage	40×45	286	214.2	18,53	0,79	16.08	0,16	3.49	1.06960	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	35×40	286	214.2	21,18	0,79	12.32	0,13	2.24	0.85233	vérifiée
7, 8 ^{ème} étage	30×35	286	214.2	24,7	0,77	9.05	0,09	1.52	0.43650	vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

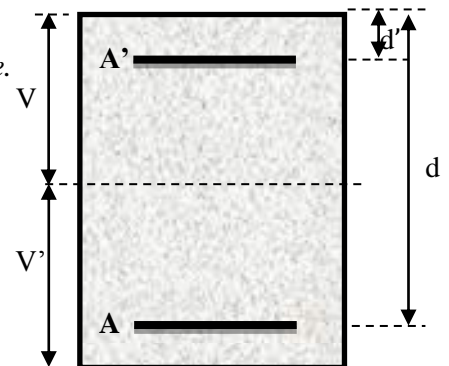
$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Entre-sol ,RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
d (cm)	54	49.5	45	40.5	36	31.5

A' (cm²)	10.30	7.57	7.10	6.03	4.62	3.39
A(cm²)	10.30	7.57	7.10	6.03	4.62	3.39
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
V'(cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
Iyy '(m⁴)	0.012	0.0085	0.0059	0.00356	0.00221	0.0013
N^{ser}(0MN)	1.64239	1.28039	0.9425	0.7797	0.6215	0.31893
M^{ser}(MN.m)	0.02131	0.01842	0.0211	0.02168	0.01931	0.01769
M_G^{ser}(MN.m)	0.02131	0.01842	0.0211	0.02168	0.01931	0.01769
σ_{bc1}(MPa)	5.08	4.90	4.72	5.39	5.80	5.15
σ_{bc2}(MPa)	4.02	3.70	2.93	2.48	2.20	0.39
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c). Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99 version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Obs.
Entre-sol et RDC	55×60	306	3.57	0.04	54	227.8	0.69	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	306	2.89	0.04	49.5	86.22	0.31	1	vérifiée
3 ^{ème} étage	45×50	306	4.284	0.04	45	93.19	0.46	1	vérifiée
4 ^{ème} étage	40×45	306	4.76	0.04	40.5	77.02	0.43	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	35×40	306	5.355	0.075	36	68.23	0.50	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	30×35	306	6.12	0.075	31.5	53.62	0.56	1.875	vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

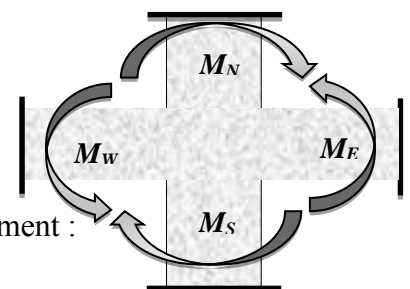
Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

– des dimensions de la section du béton,



- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
Entre-sol et RDC	55×60	54	28.65	538.39
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	49.5	22.24	383.11
3 ^{ème} étage	45×50	45	20.36	318.83
4 ^{ème} étage	40×45	40.5	16.08	226.63
5 et 6 ^{ème} étage	35×40	36	12.32	154.34
7 et 8 ^{ème} étage	30×35	31.5	9.05	99.21

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales ci-dessous. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

Niveau	Types des poutres	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Observation
Entre-sol et RDC	PP	538.39	538.39	1076.8	130.23	130.23	325.27	vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	PP	538.39	383.11	921.5	130.23	130.23	325.57	vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	383.11	318.83	701.94	130.23	130.23	325.57	vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	318.83	226.63	545.46	130.23	130.23	325.57	vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	PP	226.63	154.34	380.97	130.23	130.23	325.57	vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	PP	154.34	99.21	253.55	130.23	130.23	325.57	Non vérifiée
	PS				75.26	75.26	188.15	Non vérifiée

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poteaux :

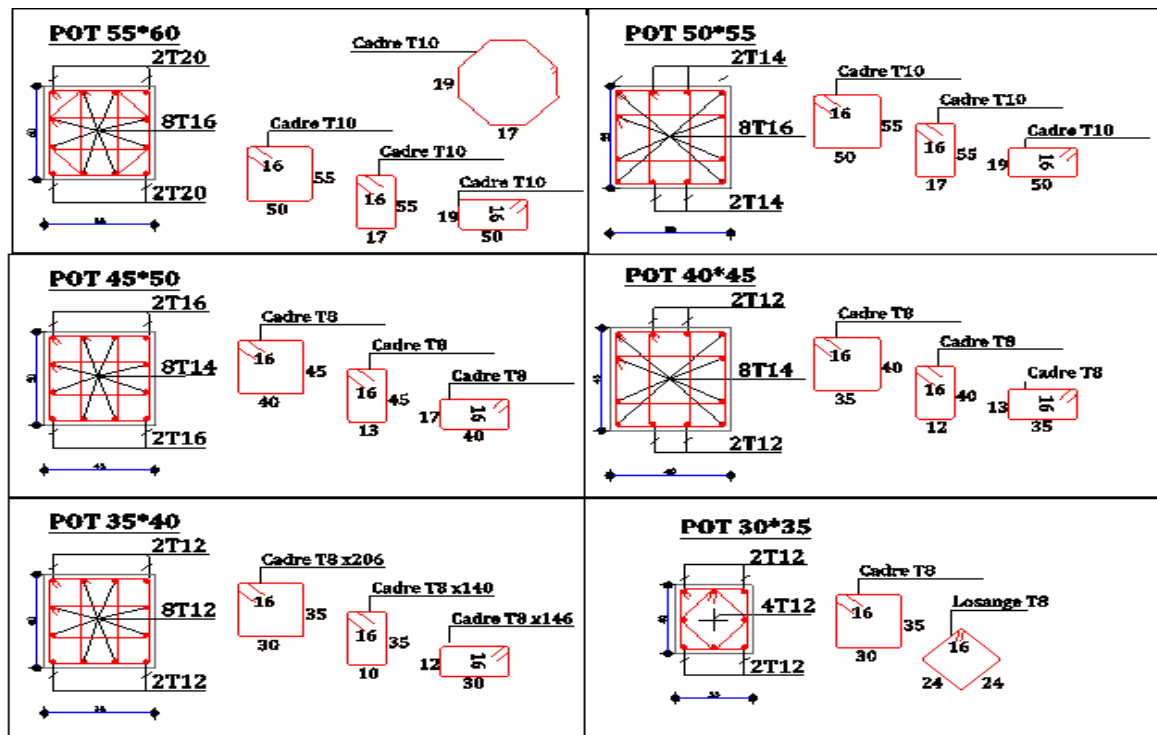


Figure. V.2. Schéma du ferrailage des poteaux coup horizontale

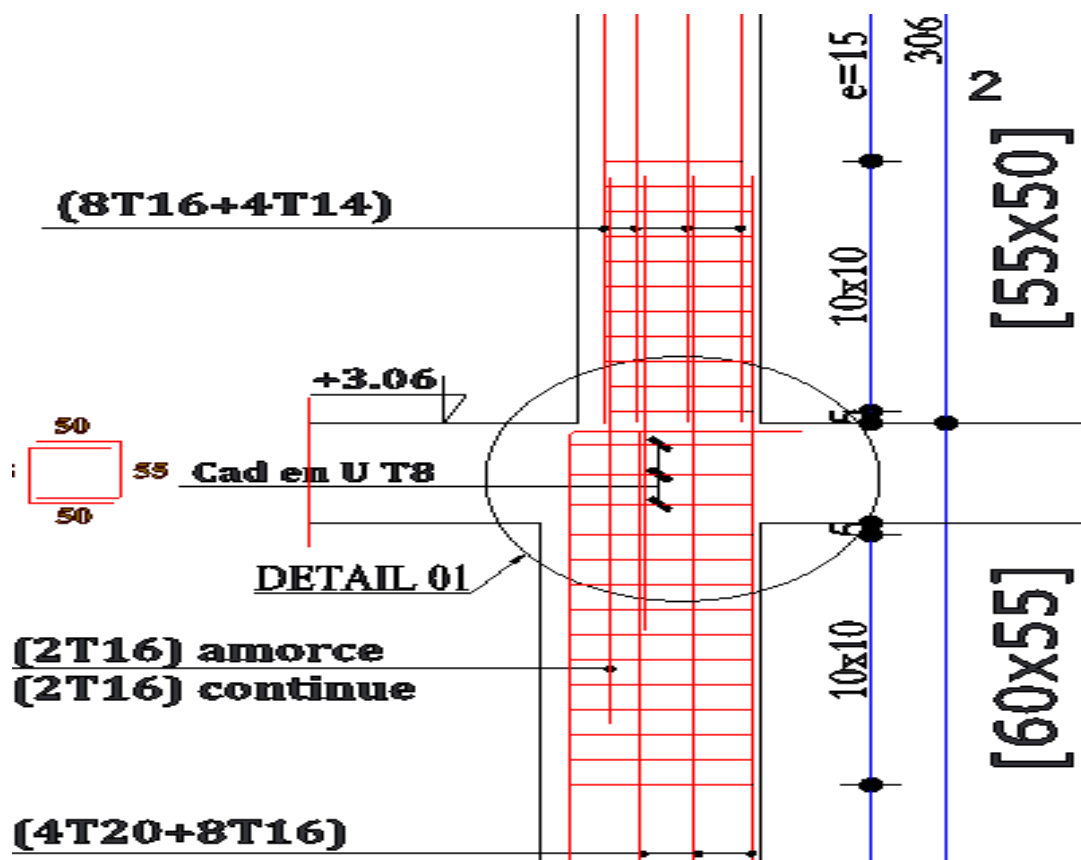


Figure. V.3. Schéma explicative de la zone nodal et la zone du changement de la section

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (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 dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

Rupture par flexion.

Rupture en flexion par effort tranchant.

Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0.8G \pm E$$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans les voile $V_y // \text{à } y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre-sol, RDC et étage	$V_y (1, 2, 3 \text{ et } 4)$	-1549.66	-1354.74	-1568.25	-1191.83	-119.98	1535.46	-484.64
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_y (1, 2, 3 \text{ et } 4)$	-1444.62	66.63	1238.25	-626.43	-335.91	145.98	-349.12
3, 4 et 5 ^{ème} étage	$V_y (1, 2, 3 \text{ et } 4)$	-1184.9	93.97	628.88	-413.01	-226.14	410.98	-253.98
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_y (1, 2, 3 \text{ et } 4)$	-699.67	155.86	-357.24	-550.5	-32.64	204.49	-161.48

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à $y-y'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 3.15m, d = 1.17m, e = 0.15 m.$$

$$N_{max} = 1549.66KN \text{ (compression)}, M_{cor} = 1354.74 KN. m. \text{ (Combinaison ELA)}.$$

$eG = M/N = 0.87m < h/2 = 3.15/2 = 1.575m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1354.74 + 1549.66 \times (3.1 - 3.15/2) = 3717.97m.$$

(a)=8.916 ; (b)=1.0085 \Rightarrow La condition (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.139$$

$$\mu_{bu} = 0.139 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow pivot.B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.188 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \dots (ELA)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.87 \dots m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 32.43 \dots cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -6.31 \dots cm^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

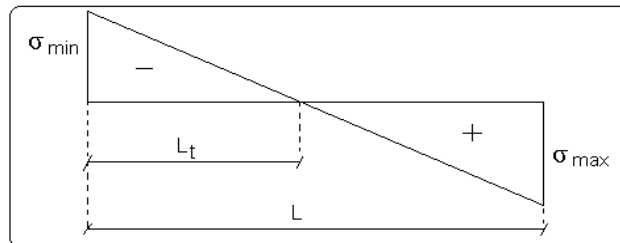
$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V_1 = 8.74 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V_2 = -2.18 \text{ MPA}$$

$$L_t = 0.63 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2L_t = 1.89 \text{ m}$$



B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1568.25 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 1191.83 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 1.316 \text{ m} < (h/2) = 1.575 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1568.25 + 1191.83 \times (3.1 - 3.15/2) = 3385.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 3385.79 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0127 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.171 \rightarrow z = 2.89 \text{ m} \rightarrow A_1 = 29.30 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -0.49 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= 8.84 \text{ MPa} ; & \sigma_{min} &= -3.80 \text{ MPa} \\ L_t &= 0.95 \text{ m} ; & L_c &= 1.25 \text{ m} \end{aligned}$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 119.98 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 1535.46 \text{ KN.m. (Combinaison ELA).}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 12.798\text{m} > (h/2) = 1.575\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1535.46 + 119.98 \times (3.10 - 1.575) = 1718.43 \text{ KN.m}.$$

$$M_{UA} = 1718.43 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0645 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.083 \rightarrow z = 2.997 \text{ m} \rightarrow A_I = 14.33 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 11.34 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 6.44 \text{ MPa} ; & \sigma_{\min} &= -5.93 \text{ MPa} \\ L_t &= 1.51 \text{ m} & ; & L_c = 0.13 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V_y (1, 2, 3 \text{ et } 4)$

$$A_{V(ZT)} = 11.34 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.80 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

V.3.5. Vérifications :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 151 = 4.53 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 310 \times 15 \times 2.1 / 400 = 5.61 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (315 - 2 \times 151) = 0.195 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 315 = 7.09 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

➤ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ on apte pour : } S_t = 20\text{cm}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\begin{aligned} V_{\max} &= -484.64 \text{ KN} \\ \frac{A_h}{e \times S_t} &\geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \\ \tau_u &= \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1.46 \text{ MPa} \\ \text{Soit } S_t &= 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.37 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_v(zT) = 11.34 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $10HA10+10HA8=13,67 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

Tableau V.16. Sollicitations de calcul dans le voile $V_x(1, 2, 3, 4)$ dans tous les niveaux :

Niveau	entre-sol et RDC	1 ^{ém} 2 ^{ème} et étage	3,4et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.30	0.15×1.30	0.15×1.30	0.15×1.30
M(KN)	220.76	152.76	100.51	46.02
N(KN)	80.06	232.32	220.46	50.24
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	91.67	96.48	82.47	64.12
τ (MPa)	0.68	0.72	0.66	0.51
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	5.63	4.80	3.51	1.35
σ_{min} (MPa)	-4.81	-2.42	-1.25	0.83
L_t (m)	0.60	0.44	0.34	0.50
L_c (m)	0.1	0.43	0.62	0.30
A_t^{min} (cm ²)	1.80	1.31	1.02	1.49
A_c^{min} (cm ²)	0.153	0.64	0.93	0.46
A_v^{cal} /par face (cm ²)	3.55	0.25	0	0.28
A_v^{min} (cm ²)	2.93	2.93	2.93	2.93
A_{vt}^{adop} /par face (cm ²)	2HA10+2HA8	2HA10+1HA8	2HA10	2HA10+1HA8
A_{vc}^{adop} /par face (cm ²)	1HA10	1HA10+1HA8	2HA10+2HA8	1HA10+1HA8
A_v^{adop} (cm ²)	5.94	5.44	5.72	5.44
N^{bre} (zt)	4HA10+4HA8	4HA10+2HA8	4HA10	4HA10+2HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.64	0.68	0.58	0.45
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile $V_y(1, 2, 3, 4)$ dans tous les niveaux :

Niveau	entre-sol et RDC	1 ^{ém} 2 ^{ème} et étage	3,4et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×3.15	0.15×3.15	0.15×3.15	0.15×3.15
M(KN)	1535.46	1238.63	410.63	204.49
N(KN)	119.98	626.43	223.14	32.64
section	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	484.64	349.12	253.98	161.48
τ (MPa)	1.47	1.15	0.76	0.49

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$\sigma_{max}(\text{MPa})$	6.44	6.32	2.13	0.89
$\sigma_{min}(\text{MPa})$	-5.93	-3.67	-1.18	-0.76
$L_t(\text{m})$	1.51	1.16	1.13	1.44
$L_c(\text{m})$	0.13	0.84	0.89	0.26
$A_t^{min}(\text{cm}^2)$	4.53	3.47	3.38	4.43
$A_c^{min}(\text{cm}^2)$	0.19	1.25	1.35	0.40
A_v^{cal} /par face (cm^2)	11.34	2.82	0.57	1.24
A_v^{min} (cm^2)	7.09	7.09	7.09	7.09
A_{vt}^{adop} /par face (cm^2)	5HA10+5HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	5HA10+4HA8
A_{vc}^{adop} /par face (cm^2)	1HA10	4HA10	4HA10	2HA10
A_v^{adop} (cm^2)	13.67	13.44	13.44	12.57
N^{bre} (zt)	10HA10+10HA8	8HA10+8HA8	8HA10+8HA8	10HA10+8HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1.50	0.98	0.72	0.46
A_h^{min} (cm^2)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm^2)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_x ; V_y) comme exemple

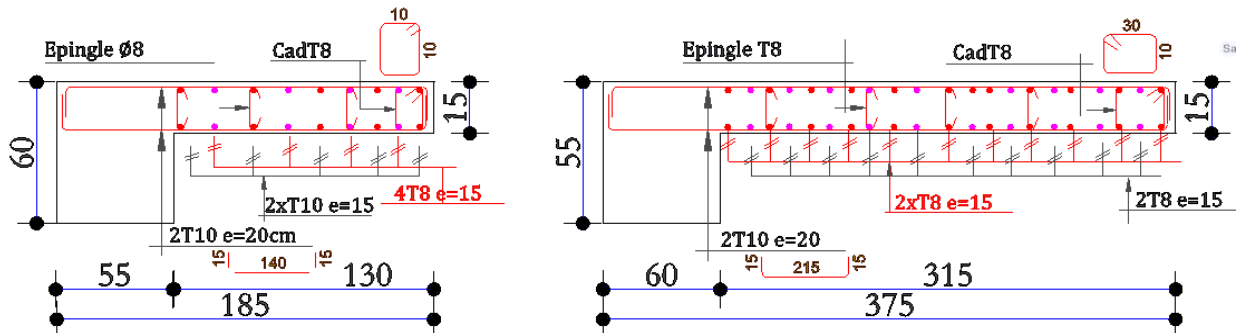
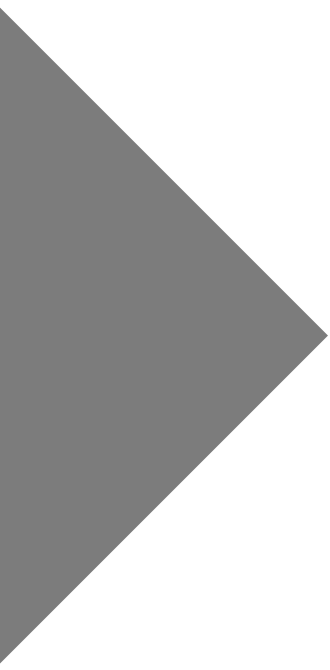


Fig. V. 4 : Schéma de ferrailage de voile (V_x et V_y)

V.4. CONCLUSION :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations
- Ils sont ferrillés souvent le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du RPA valorisant la sécurité par rapport à l'économie.



CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1 Introduction :

L'étude d'une structure en génie civile consiste à déterminer les efforts dus au différents chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure tout en respectant les règles spécifiques du calcul.

VI.1.1 Choix du type de fondation

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudiée on doit prendre en compte les paramètres suivants

- Capacité portante du sol
- Les charges transmises de la superstructure au sol
- Les distances entre axe des poteaux

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **1.70 bar**, et d'après le RPA99/2003 les fondations se dimensionnent sous les différentes combinaisons suivantes :
Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0.8 G \pm E$, ELU et ELS .

Après avoir effectué le calcul pour les fondations superficielles semelle isolée et filante il s'est avéré que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier général nervuré.

D'une manière générale les fondations doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{N_s}{S_F} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

N_s : Effort normal à la base de la structure ou l'état limite service (ELS)

S_F : Surface de la fondation

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol

$$\frac{46339.56}{S_F} \leq 170 \qquad \frac{S_F}{S_b} = 63.80\%$$

$$S_F \geq \frac{46339.56}{170} = 272.6 \text{ m}^2$$

Avec $S_b = 427.225 \text{ m}^2$: surface de la bâtisse en contact avec le sol.

On constate d'après le résultat ci-dessus que la surface des fondations représente 63.80% de la surface du bâtiment et qui stipule que si la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, on calcul un radier général.

VI.1.2 Pré dimensionnement 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. $L_{max} = 5.80$ m

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5.80}{20} = 29\text{cm} \quad \text{Soit } h_r = 30\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5.80}{10} = 58\text{cm} \quad \text{Soit } h_t = 60\text{cm}$$

➤ **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 ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.8^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 88,51\text{cm}$$

Donc, $h_t \geq 88.51$ cm

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 90$ cm

➤ **La largeur de la nervure**

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t$$

Soit $b = 60\text{cm}$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 90\text{cm}$

La largeur de la nervure : $b = 60\text{cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$

Enrobage $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier $S_{rad} = 427.225$ m²

➤ **Calcul de la surface du radier :**

On a : $N_{ser} = 46339.56 \text{ KN}$

$$N' = N_{ser} + P_{radier} + P_{nervure} + P_{fiche\ pot} + Q \text{ (parking)}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.30 \times 374 = 2805 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times (0.60 \times (0.90 - 0.30) \times 224.6) = 2021.4 \text{ KN}$$

$$P_{fiche\ pot} = 25 \times 0.65 \times 0.70 \times 1 \times 38 = 432.25 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 374 = 935 \text{ KN}$$

$$N' = 52533.21 \text{ KN}$$

On prend: $S_{radier} = S_{batiment\ a\ la\ base} = 427.225 \text{ m}^2$

$$S_{radier} \geq \frac{N'}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{52533.21}{170} = 309.02 \text{ m}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

Donc un débord n'est pas nécessaire

On prend : $S_{radier} = S_{batiment\ a\ la\ base} = 427.225 \text{ m}^2$

VI.1.3 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{adm} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{adm} = 0.170 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} X_G = 10.35 \text{ m} \\ Y_G = 12.06 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} I_{xx} = 13828.67 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 16340.01 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sta\ x} = 524.3569 \text{ MN.m} \\ M_{sta\ y} = 472.4657 \text{ MN.m} \\ N_{ser} = 46.33956 \text{ MN} \end{cases}$$

Résultat tiré du logiciel ETABS V16

$$\begin{cases} X_t = \frac{M_{sta\ x}}{N_{ser}} = 11,70 \text{ m} \\ Y_t = \frac{M_{sta\ y}}{N_{ser}} = 9,64 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

$$\begin{cases} e_x = X_t - X_G = 1,35 \text{ m} \\ e_y = Y_t - Y_G = -2,42 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments** $\begin{cases} M_{xx} = N_{ser} \times e_y = 112,1417 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = N_{ser} \times e_x = 62.5564 \text{ MN.m} \end{cases}$

➤ **Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{46.33956}{427.225} + \frac{112.1417}{13828.67} \times 12.06 = 0.21 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{46.33956}{427.225} - \frac{112.1417}{13828.67} \times 12.06 = 0.011 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.21 + 0.011}{4} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{adm} = 0.170 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{46.33956}{427.225} + \frac{62.5564}{16340.01} \times 10.35 = 0.148 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{46.33956}{427.225} - \frac{62.5564}{16340.01} \times 10.35 = 0.105 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.148 + 0.105}{4} = 0.140 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifier

VI.1.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_t = 0.27 \text{ m}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{63580.51 \times 5.80}{2 \times 427.225} = 431.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{431.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.598 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

VI.1.5 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 normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60x55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.55 + 0.9 = 1.45 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 5.9 \text{ m et } N_d = 3316.75 \text{ KN}$$

$$N_u = 2.25346 \text{ MN} < 0.045 \times 5.9 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3.9825 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.1.6 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 $H = 3.06 + 1 = 4,06 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 427.225 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 46339.56 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.06 \times 427.225 \times 10 = 19947.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.1.7 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** : $e = \frac{112.1417}{46.33956} = 2.42 < \frac{20.85}{4} = 5.21 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Sens-Y-Y** : $e = \frac{62.5564}{46.33956} = 1.35 < \frac{21.90}{4} = 5.47 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

VI.2 Ferrailage du radier général

VI.2.1 Calcul à l'ELU

➤ **Calcul des sollicitations**

$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{fiche\ pot} + 1.5Q$

$Q_u = \frac{1}{427.225} \times (63580.51 + 1.35(2805 + 432.25) + 1.5 \times 935) = 67651.52 \text{ KN} \Rightarrow$

$Q_u = \frac{68826.79}{427.225} = 161.12 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$l_x = 3.35 - 0.6 = 2.75 \text{ m} \quad l_y = 5.80 - 0.6 = 5.20 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.53 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travail selon deux sens

$\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0922 \times 161.12 \times 2.75^2 = 112.34 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.2500 \times 112.34 = 28.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 84.25 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 21.10 \text{ KN.m} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -56.17 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$, $d = 0.27 \text{ m}$

➤ **Condition de non fragilité**

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min\ x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2.96 \text{ cm}^2 \\ A_{min\ y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,40 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau VI.1 : ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} debarres	St (cm)
travée	X-X	84.25	9.37	2.96	10.78	7HA14	15
	Y-Y	21.10	2.27	2.40	4.52	4HA12	25
Appui		56.17	6.15	2.96	7.92	7HA12	15

VI.2.2 Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$N_s = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{fiche\ pot} + Q$

$N_s = \frac{1}{427.225} \times (46339.56 + (2805 + 432.25) + 935) = 52533.21 \text{ KN}$

$\Rightarrow Q_s = \frac{52533.21}{427.225} = 122.96 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 89.36 \text{ KN} \\ M_{oy} = 35.289 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 67.02 \text{ KN} \\ M_{ty} = 26.47 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_{ax} = M_{ay} = -44.68\text{KN}$$

Tableau VI.2 vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_S(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} (\text{MPa})$
Travée	X-X	67.02	7.87	75423	6.99 < 15	vérifier	255.03 > 201.63
	Y-Y	26.47	5.08	32695	4.11 < 15	vérifier	266.13 > 201.63
Appui		44.68	6.47	51956	5.56 < 15	vérifier	264.87 > 201.63

Remarque : On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 ferrailage du radier à l'ELS

Localisation		$M_S(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Nbre ^{barre}	St (cm)
Travée	X-X	67.02	13.63	14.07	7HA16	15
	Y-Y	26.47	5.19	18.85	5HA12	20
Appui		44.68	8.92	9.24	6HA14	16

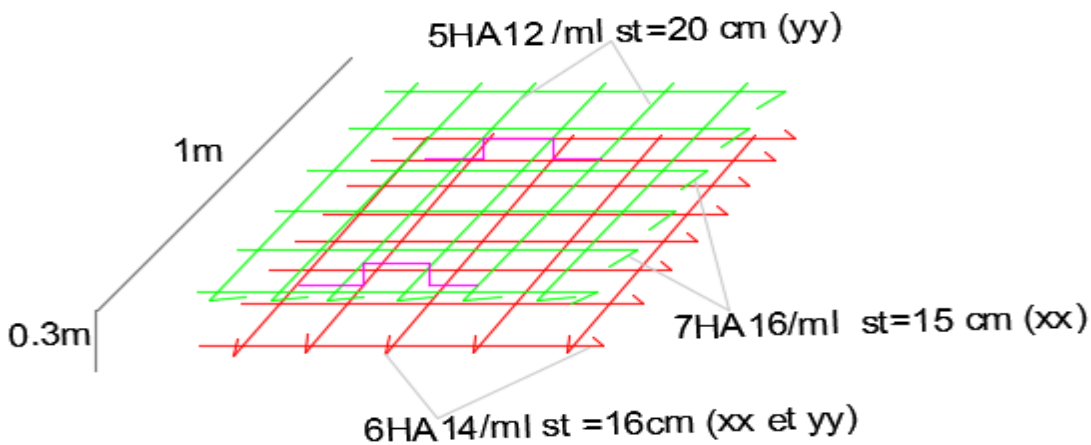


Figure VI.1 détail schéma de ferrailage du radier

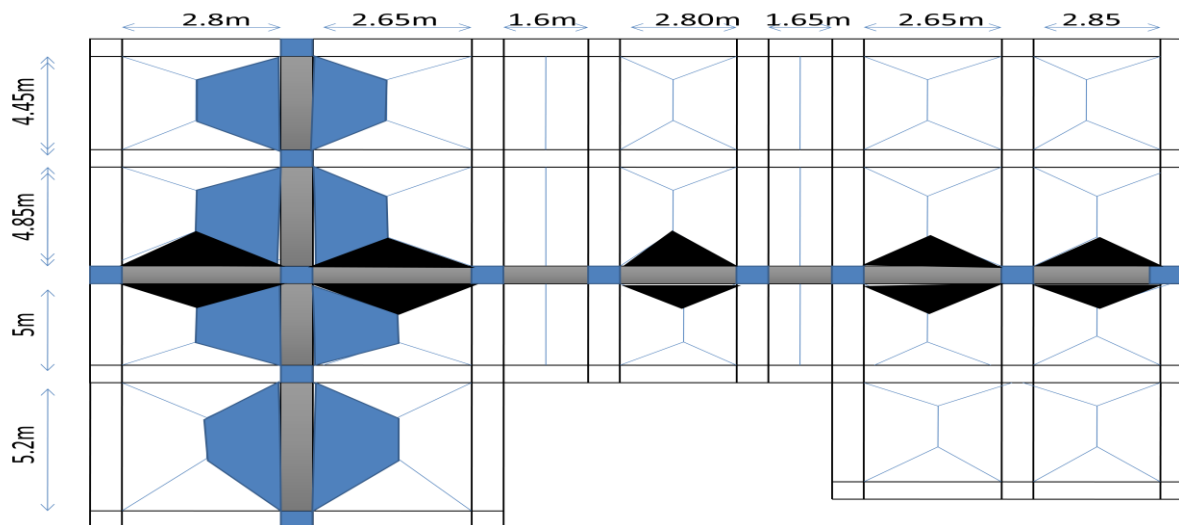


Figure VI.2 Schéma des lignes de rupture du radier

VI.3 : Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :
 Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.3.1 Calcul des charges équivalentes uniformes

➤ **Charges triangulaires**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée : $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

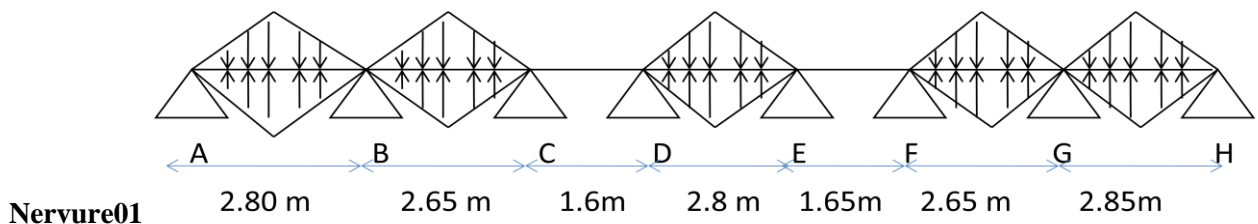
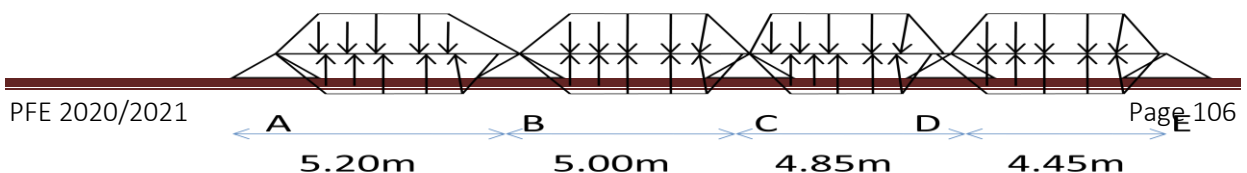


Figure VI.3 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.



Sens-Y-Y :**Nervure 02**

Figure VI.4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$\text{ELU : } P_u = 161.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = 122.96 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
q_m^u (KN/m)	318.98	312.87	18.225	318.98	18.225	312.87	324.35
q_m^s (KN/m)	243.02	230.73	13.5	243.02	13.5	230.73	247.12

Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	416.84	413.70	410.45	398.28
q_m^s (KN/m)	317.71	315.31	312.83	303.55

➤ **Calcul des sollicitations**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

Sens x-x :

Tableau VI.6 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
AB	ELU	0	-343.21	1.35	167.16	636.74	-431.84
	ELS	0	-258.93		130.32		
BC	ELU	-343.21	-146.83	1.80	236.5	439.22	-591.96
	ELS	-258.93	-108.29		172.15		
CD	ELU	-146.83	-166.65	0.61	-157.48	28.81	-10.37
	ELS	-108.29	-126.91		-120.11		
DE	ELU	-166.65	-165.32	1.60	252.81	533.89	-534.69
	ELS	-126.91	-125.90		194.41		
EF	ELU	-165.32	-145.65	1.58	-291.16	10.44	-28.74
	ELS	-125.90	-107.42		-234.57		
FG	ELU	-145.65	-355.26	1.39	192.75	566.09	-435.09
	ELS	-107.42	-289.08		126.82		
GH	ELU	-355.26	0	2.02	451.86	446.91	-655.88
	ELS	-289.08	0		381.88		

Sens y-y :

Tableau VI.7 sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
AB	ELU	0	-1356.47	2.34	495.54	1442.7	-974.96
	ELS	0	-1033.88		377.70		
BC	ELU	-1356.47	-947.79	2.97	604.33	1085.4	-1231.3
	ELS	-1033.88	-722.37		460.61		
CD	ELU	-947.79	-1066.60	2.67	393.81	1140.28	-1096.68
	ELS	-722.37	-812.92		300.16		
DE	ELU	-1066.60	0	2.46	656.25	1031.07	-980.24
	ELS	-812.92	0		500.16		

Les sollicitations maximal des deux nervures :

Tableau VI.8 sollicitation maximal sur les nervures

SENS	localisation	M_{max} (KN.m)		V_{max}^u (KN)
		ELU	ELS	
XX	travée	451.86	381.88	-655.88
	appui	-355.26	-289.08	
YY	travée	656.25	500.16	1442.7
	appui	-1066.60	-812.92	

VI.3.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

➤ **Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA. Art4.1.3)**

$h = 0.90m, h_0 = 0.30m, b_0 = 0.6m, d = 0.85 m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sensxx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.25}{2}; \frac{4.45}{10}\right) \Rightarrow b = 1.45m \\ \text{Sensyy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.20}{2}; \frac{4.45}{10}\right) \Rightarrow b = 1.45m \end{array} \right.$$

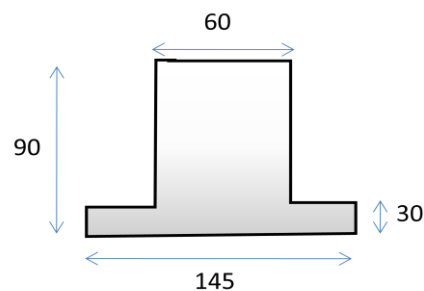


Figure VI.5 coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a : $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 4.08MN.m > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $(b \times h)$

Tableau VI.9 Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
X-X	Travée	451.86	15.52	14.88	16.08	8HA16
	Appui	-355.26	12.16		14.20	4HA16+4HA14
Y-Y	Travée	656.25	22.70	14.88	25.13	8HA20
	Appui	-1066.60	37.45		37.70	12HA20

➤ **Armatures transversales**

$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 25.70; 60)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$ et

$$A_{\text{tran}} = 2 \text{ cadre} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

Soit : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(22.5; 12; 140)$,

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$.

VI.3.3 Vérification à L'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{F.N}$

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{655.88 \times 10^{-3}}{1.45 \times 0.85} = 0.53\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1442.7 \times 10^{-3}}{1.45 \times 0.85} = 1.17\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	travée	451.86	15.5	1338836	4.41 < 15	vérifier	297.45 > 201.6
	Appui	-355.26	14.6	1200893	3.52 < 15	vérifier	254.08 > 201.6
Y-Y	travée	656.25	18.9	1962030	4.81 < 15	vérifier	252.86 > 201.6
	Appui	-1066.60	22.47	2740545	6.67 < 15	vérifier	278.20 > 201.6

Remarque :

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 ferrailage à l'ELS

Local		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nbre barres
X-X	travée	381.88	23.72	25.13	8HA20
	Appui	-289.08	17.89	20.61	4HA20+4HA16
Y-Y	travée	500.16	31.51	32.20	4HA25+4HA20
	Appui	-812.92	52.01	55.37	10HA25+2HA20

➤ **Armature de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

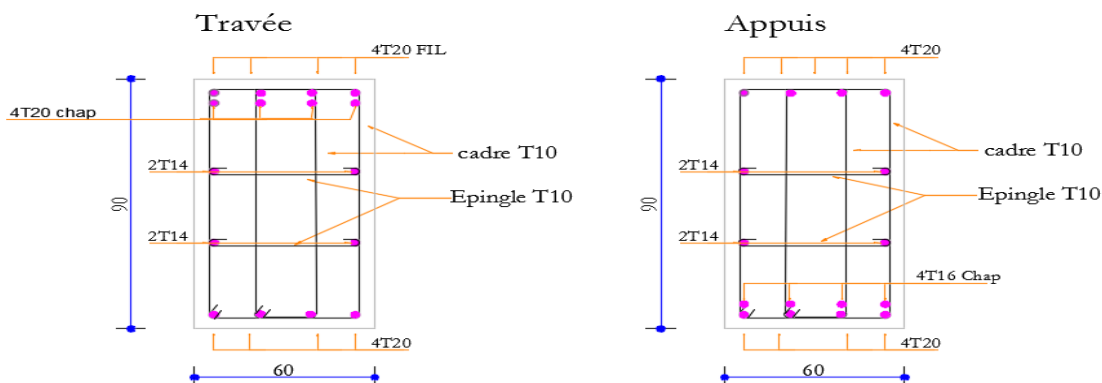
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0.9 = 2.70 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3.08 cm² par face.

VI.3.5 schéma de ferrailage

Nervures sens x-x



Nervures sens y-y

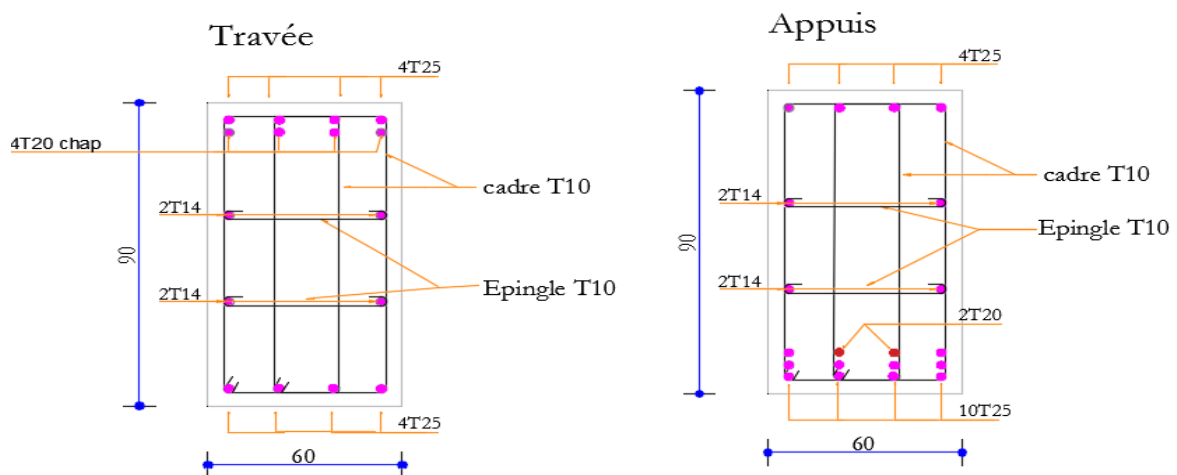


Figure VI.6 schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

VI.4. Mur adossé :

VI.4.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences 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 mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2 Dimensionnement du mur :

- La hauteur $h=3.06$ m
- La longueur $L=5.05$ m
- L'épaisseur $e=18$ cm

VI.4.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.6 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 4^\circ$
- La cohésion $c = 68 \text{ KN} / \text{m}^2$

Remarque : pour le cas le plus défavorables on prend $C=0$

VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (19.60 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2})) = 52.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 8.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.4.5. Ferrailage du mur :

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.

➤ **A L'ELU :**

$$\sigma_{\max} = 1.5Q + 1.35G = 83.44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 13.03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

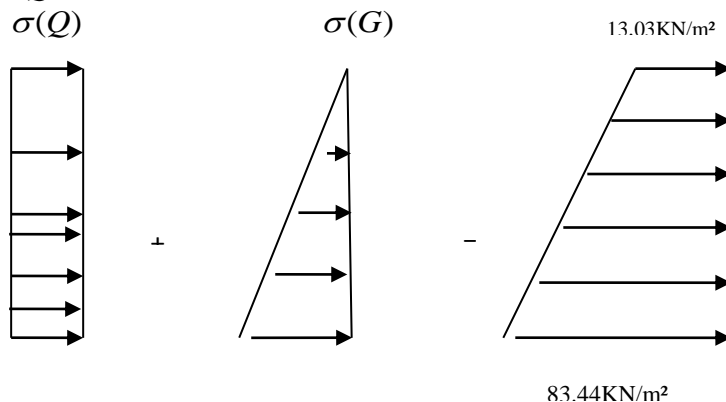


Figure. VI.7. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 65.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 65.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad e = 18 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.05 \text{ m} \quad \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \quad \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.60 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \quad \rho = 0.60 \rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 50.68 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 14.94 \text{ KNm}$

➤ **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 43.10 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 12.70 \text{ KNm}$

➤ **En appui :**

$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -25.34 \text{ KNm}$

$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -7.47 \text{ KNm}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \ b \times h$ condition exigée par le RPA

Tableau VI.12. Section des armatures du mur adossé

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	43.10	0.089	0.116	0.154	6.99	1.8	5HA14 = 7.70	20
	y-y	12.70	0.026	0.033	0.159	1.99	1.8	4HA12 = 4.52	25
Appui		25.34	0.052	0.067	0.158	4.02	1.8	5HA12 = 5.65	20

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) \Rightarrow 20 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2h_r, 25 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{65.84 \times 3.06}{2} \times \frac{5.05^4}{5.05^4 + 3.06^4} = 88.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{88.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

↔ Donc pas de risque de cisaillement.

➤ **A L'ELS :**

$$\sigma_{\max} = Q + G = 60.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 8.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 47.80 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_s = \sigma_{\text{moy}} = 47.80 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 38.94 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 18.19 \text{ KNm}$$

➤ **En travée**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 33.1 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 15.46 \text{ KNm}$$

➤ **En appui**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -19.47 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -9.1 \text{ KNm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X-X	travée	33.10	5.457	21413	8.44	15	249.08	201.63
	appui	-19.47	4.461	14638	5.93	15	234.21	201.63
Y-Y	travée	15.46	4.06	12223	5.13	15	230.42	201.63
	appui	-9.10	4.46	14638	2.77	15	109.42	201.63

Remarque : On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens X-X et Y-Y, donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$.

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.14 Recalculer la Section des armatures du mur adossé

Localisation		M_{ser} (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ² /ml)
Travée	xx	33.10	6.25	0.36	11.51	6HA16=12.06
	yy	15.46	2.92	0.26	5.18	4HA14=6.16
Appui		19.46	3.68	0.29	6.59	5HA14=7.70

Tableau VI.15 Résumé des résultats (revérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X- X	travée	33.10	5.457	21413	8.44	15	193.536	201.63
	appui	-19.47	4.461	14638	5.93	15	171.256	201.63
Y- Y	travée	15.46	4.06	12223	5.13	15	174.263	201.63
	appui	-9.10	4.46	14638	2.77	15	81.416	201.63

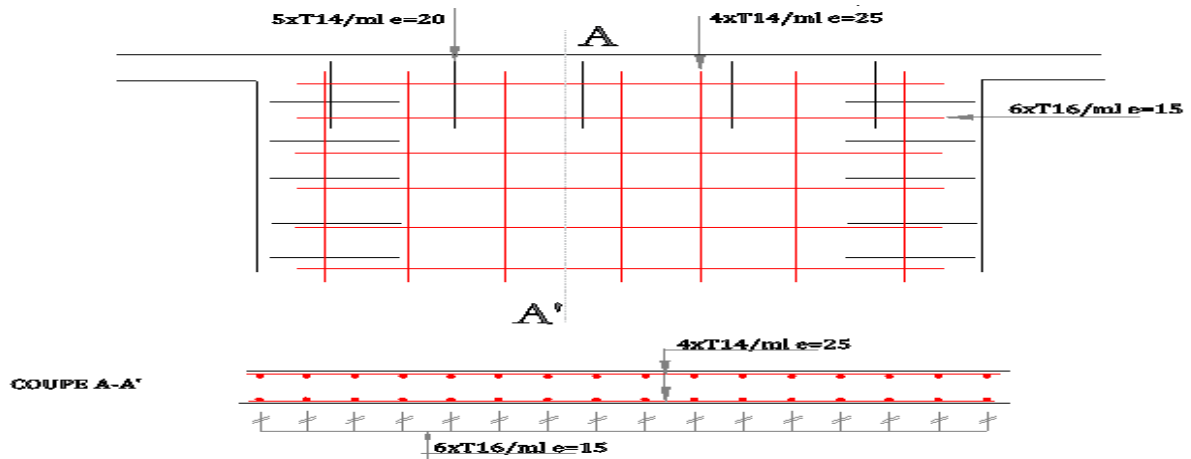


Figure. VI.8 schémas de ferrailage mur adossé

VI.5.Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol. Leur calcul dépend de plusieurs paramètres : à savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise.

Pour le calcul des fondations de la structure on a opté pour un radier nervuré de 30cm pour la hauteur de la dalle (h_r), 90 cm pour la hauteur des nervures (h_t), et la surface du radier calculer pour une Capacité portante de 1.70 bars est de l'ordre 427.225 m². Après avoir calculé le ferrailage de radier on a opté pour une section d'armature de 7HA16 selon le sens xx, 5HA12 selon le sens yy et 6HA14 au niveau de l'appui. Pour le calcul de ferrailage des nervures on a opté pour 8HA25 en travée et 4HA20+4HA16 on appui dans le sens xx, dans le sens yy on a opté pour 4HA25+4HA20 en travée et 10HA25+2HA20 on appuis.

Pour les mur adossé on a opté pour une section d'armature 6HA16 selon le sens xx, 4HA14 selon le sens yy et 5HA14 en appuis.

Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométrique (plan d'architecture), et des données géotechniques du site l'implantation de l'ouvrage et des détails concernent la géologie et la sismicité de la région, a cela s'ajoute la connaissance détaillée des matériaux utilisés dans la région et évidemment leur qualité.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le Prédimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents techniques réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment. L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armatures correspondante a chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit a opter pour un contreventement mixte voiles-portique avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition dans les deux sens (xx) et (yy), les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprenne moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale a chaque niveau et pour l'interaction horizontal les voiles et les portiques travail conjointement les voiles reprenne moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontal dans les deux directions orthogonales.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.7 bars a une profondeur de 4.50 m. On a opté pour le radier générale qui pouvant assurer la stabilité de notre structure.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, Car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite a l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99.
(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes.
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- ✚ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
(Edition CGS Octobre 1988).
- ✚ DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
(Edition OPU 2005).
- ✚ DTR –BC 2.332 : Règles de calcul des fondations profondes.
(Edition OPU).
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
(Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé.
(Edition OPU 1991).
- ✚ Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert : Fondations et ouvrages en terre,
(Edition Eyrolles 2003).
- ✚ Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{er} année master Génie Civil.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ✚ ETABS V 2016.
- ✚ Auto CAD 2016.

Annexe I

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
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	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
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	188.5
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	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

Table de PIGEAUD

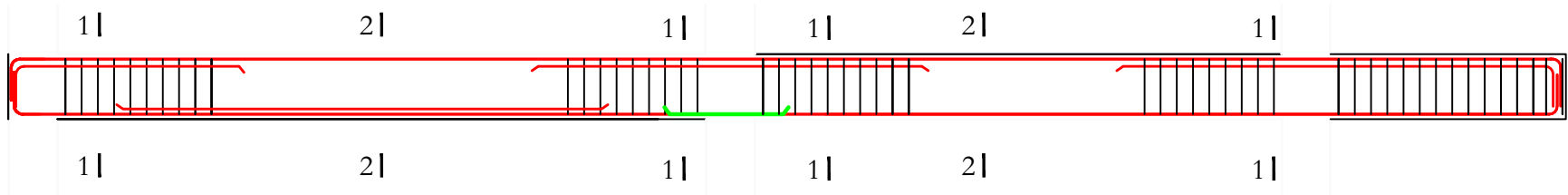
M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

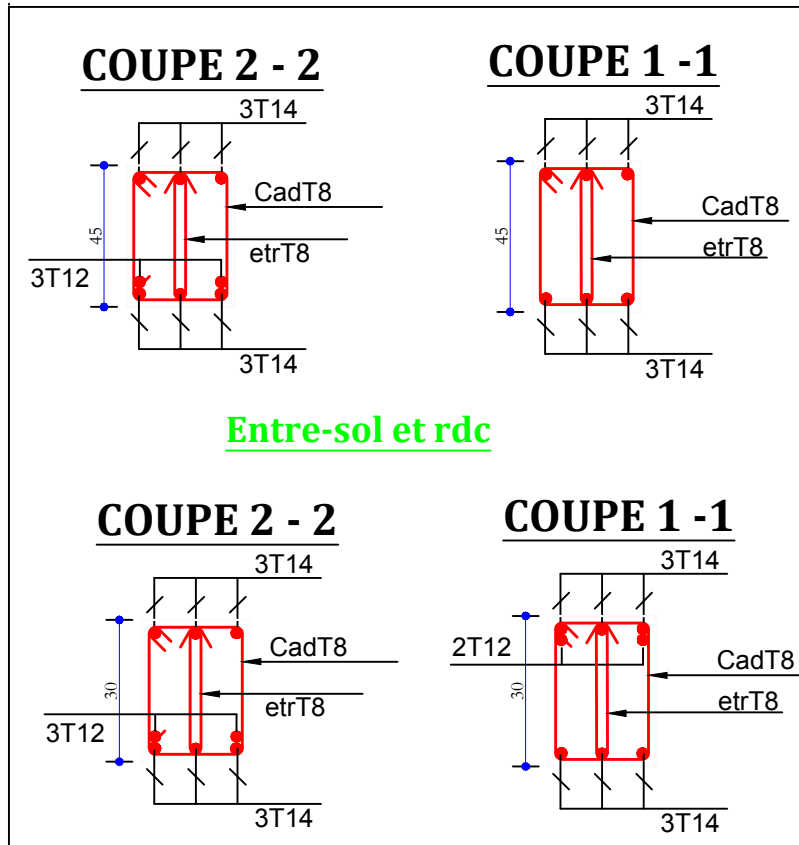
Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

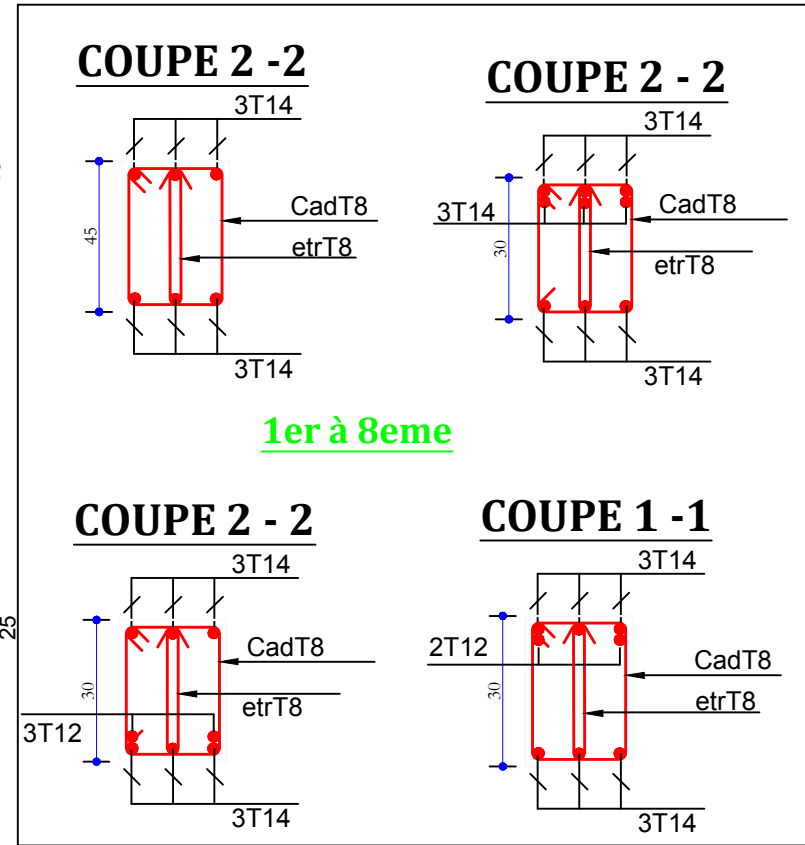
		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	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 M₂	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	



PP (30x45)

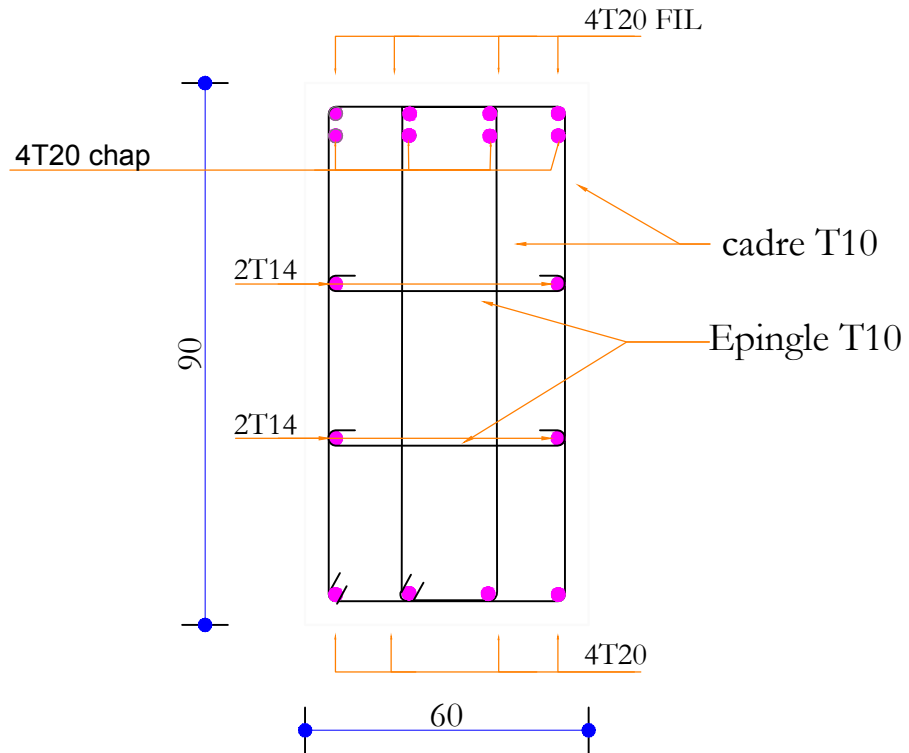


PS (30x30)

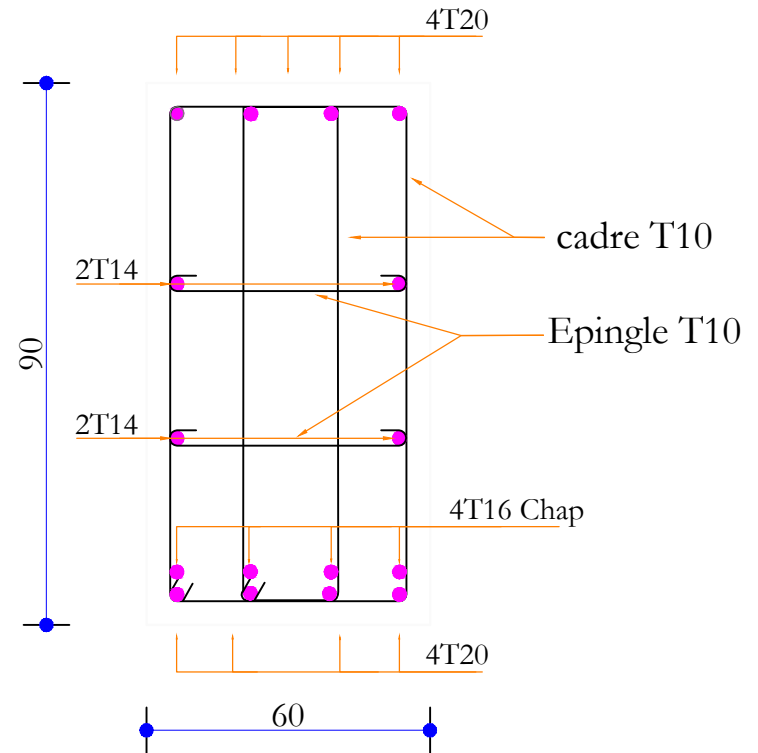


Nerveures sens X-X

Travée

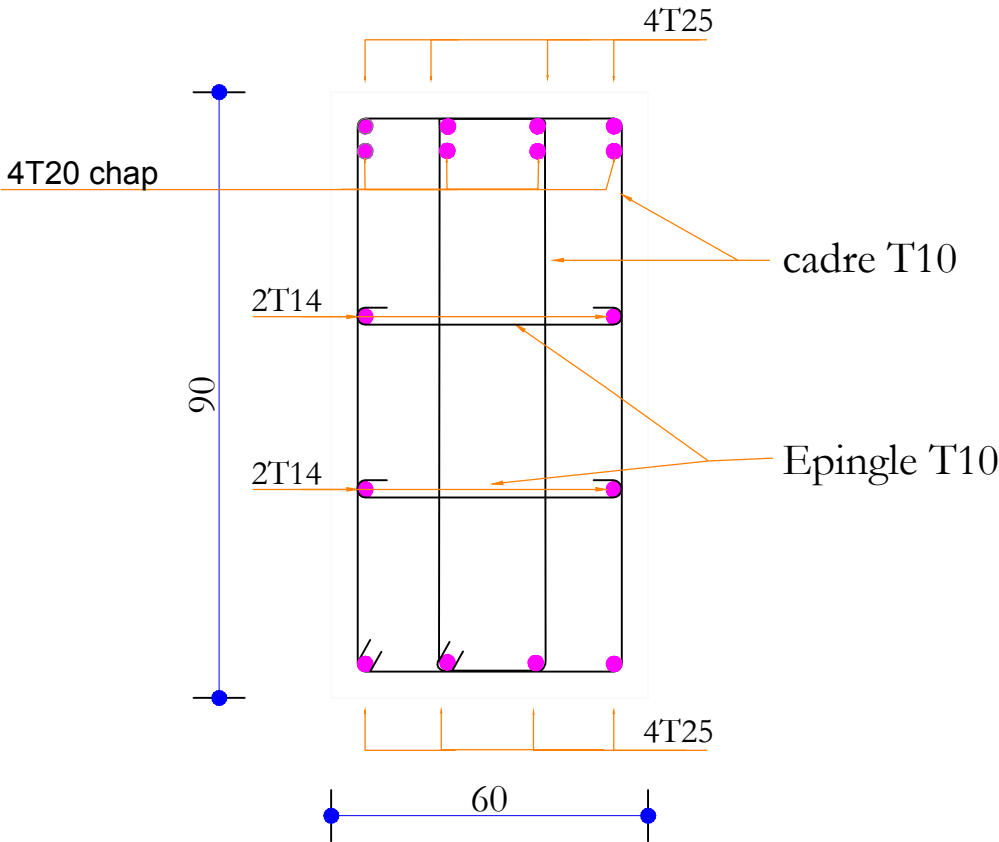


Appuis

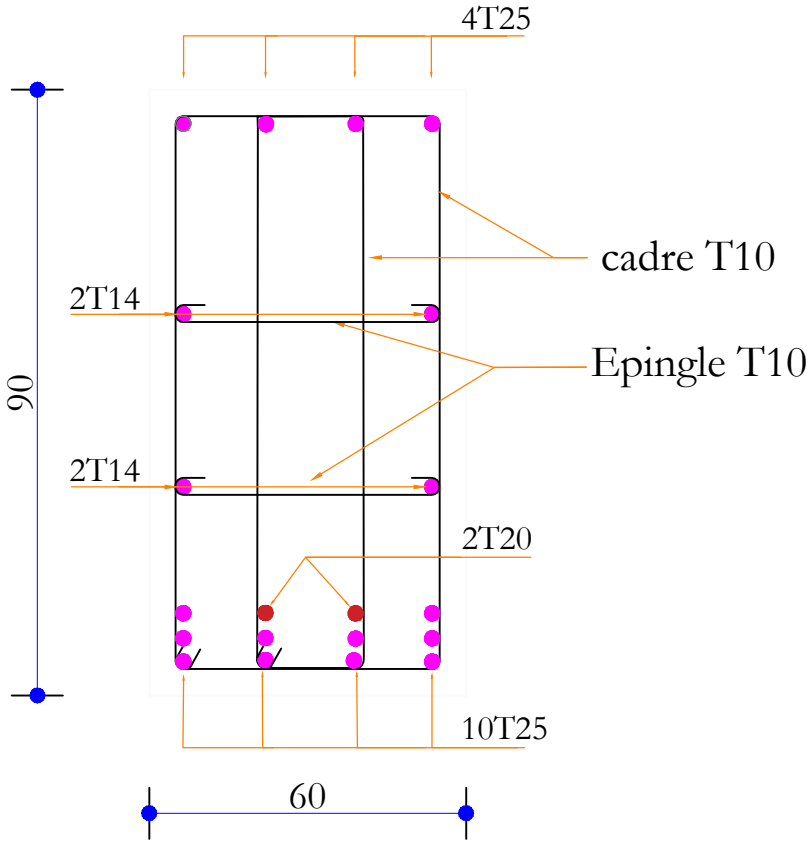


Nerveures sens X-X

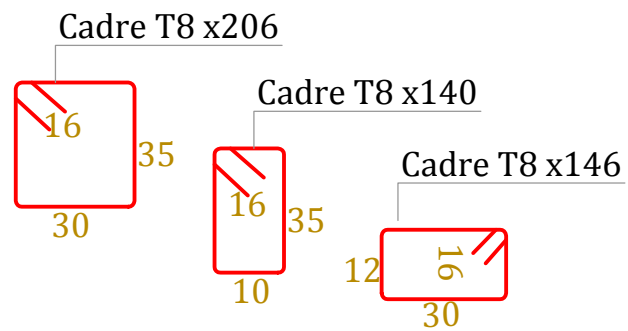
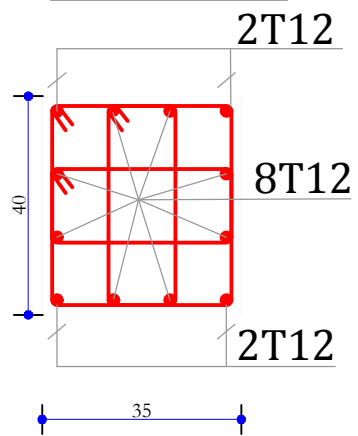
Travée



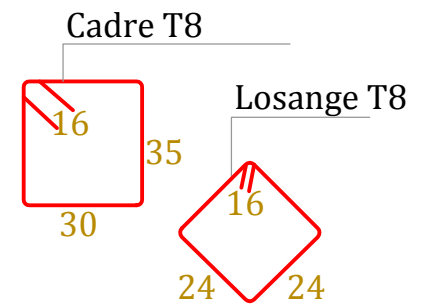
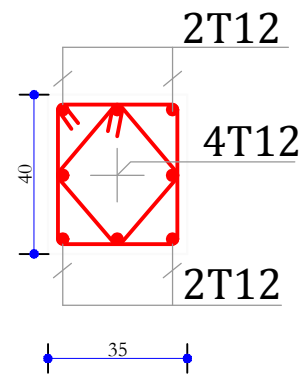
Appuis



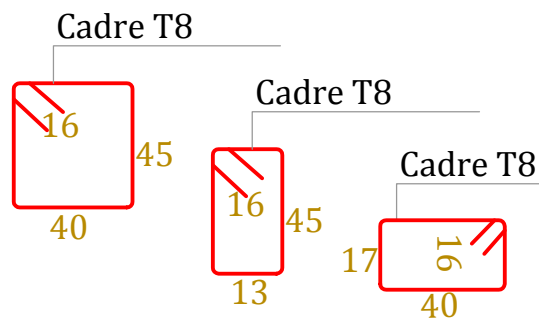
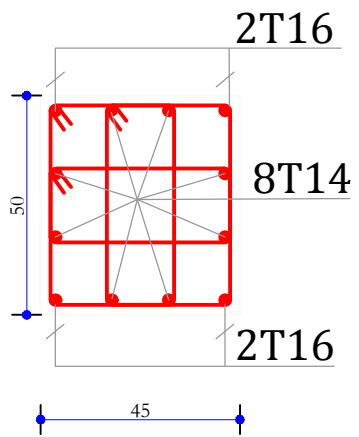
POT 35*40



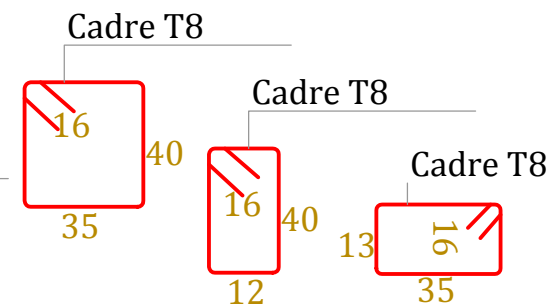
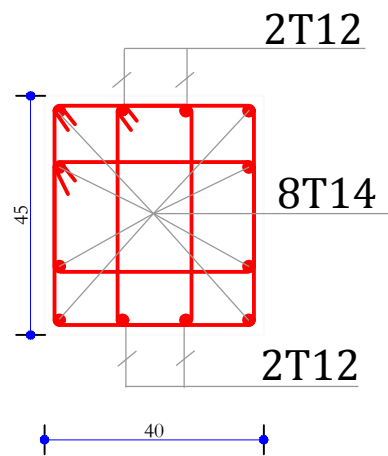
POT 30*35



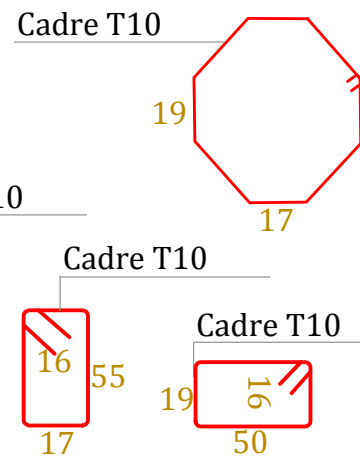
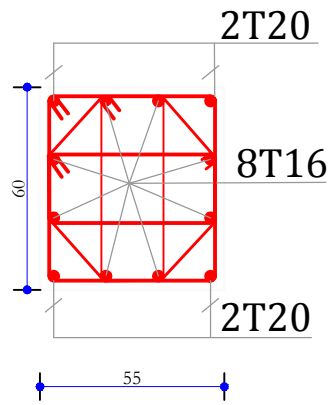
POT 45*50



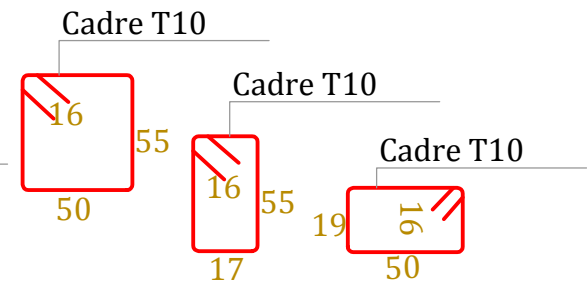
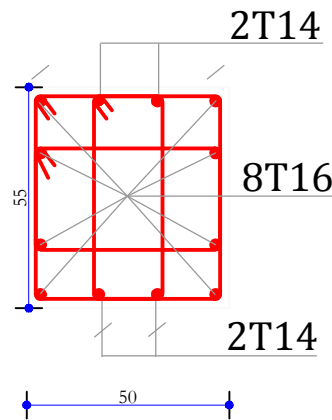
POT 40*45



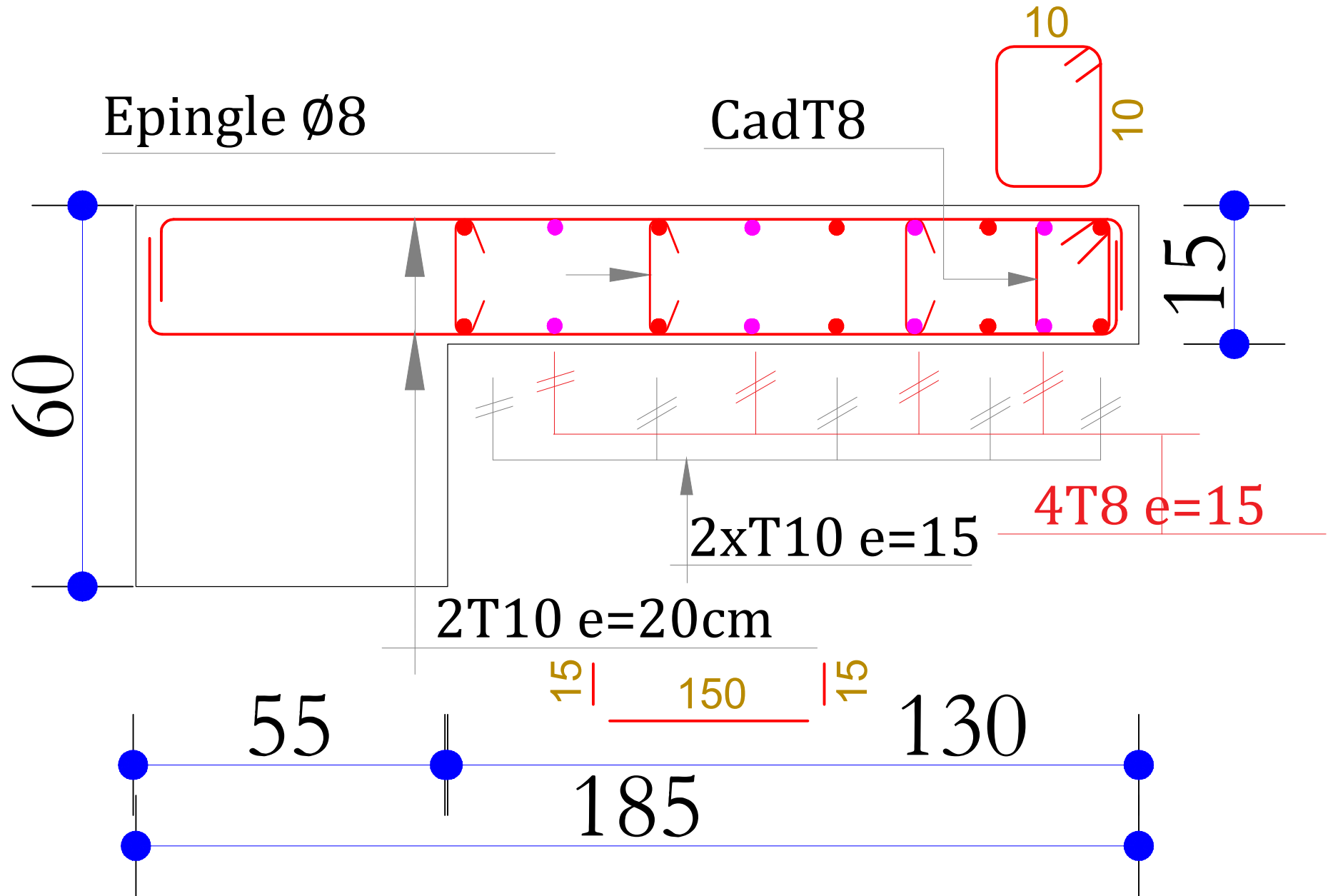
POT 55*60



POT 50*55



Voiles xx



Voiles yy

