



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE ALGERIENNE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option ; Structure

Thème

Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par
un système mixte (Voile-Portique)

Présenter par :

M^{lle} HAMMACHE Fella

M^{lle} OURTILANE Malika

Promotrice :

M^{me} TOUNSIA Boudina

Soutenu le 02/07/2023 devant le jury :

M^r OURTEMACHE.M (Examinateur)

M^{me} BERRAH.K (Présidente)

M^{me} TOUNSIA Boudina (Encadrante)

Promotion 2022/2023

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime :

Mon papa, mon héros, mon pilier dans la vie, pour tous les sacrifices qu'il a fait pour que je ne manque de rien, son Amour inconditionnel et sa présence durant tous mon parcours scolaire.

Ma maman, mon bras droit, mon deuxième souffle pour son soutien et la force qu'elle me donne pour me relever et surmonter chaque obstacle.

Mon grand frère Amir, mon modèle, pour tous les conseils qu'il m'a donnés et m'ont permis d'arriver là où je suis.

Toutes les personnes chère à mon cœur qui nous ont quittés trop tôt et que j'aurais tant aimé qu'ils voient la femme que je suis devenue à présent, « qu'ils reposent en paix ».

Ma grand-mère paternelle Yemma Malika, que dieu la garde parmi nous et lui accorde une longue vie auprès de ses enfants et petits-enfants.

Mes oncles, mes Tantes, mes cousins, cousines et toute la famille Hammache et Abeddou pour leurs encouragements et la fierté qu'ils portent à mon égard.

Ma meilleur amie Katia, la sœur qui a toujours été présente, même dans les moments difficiles.

Ma binôme Malika, Pour tous les efforts fournis afin de mener ce projet à bout et à qui je souhaite que le meilleur.

Tous mes amis/(es) pour leurs soutiens et leurs encouragements, qui se reconnaîtront en lisant ce message.

Toute la promotion Génie civil 2023 à qui je souhaite que de la réussite dans un future proche.

Fella

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance je dédie ce modeste travail :

- **A l'homme ; mon roi, mon précieux offre du dieu qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect le meilleur de tous les temps : mon cher papa ; ma source de sagesse et de prudence mon exemple de persévérance qui m'a toujours épaulé tout au long de mon parcours éducatif et quotidiens celui qui n'a jamais dit non à mes exigences, qui a toujours veillait sur ma sécurité et mon confort ; mille merci je t'aime papa tes conseils sont on Or.**
- **A la femme ; ma reine, la perle unique que dieu m'a offert qui doit mes yeux : ma chère maman ; mon exemple de courage et de tendresse qui n'a sans doute jamais cessées de m'arroser d'espoir et qui à jamais laisser passer un jour sans se rassurer mon confort celle qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse ; mille merci je t'aime «to the Moon and back ».**
- **Je ne pourrais jamais vous remercier assez-vous êtes dans le cœur votre amour est éternel que dieu vous garde pour nous.**
- **A mes chères deux petites sœurs adorées « Manel » et « Sarah » pour leur soutiens et encouragements celles qui savent comment procurer la joie dans la famille ; que dieu les protège et leur offre la chance, la réussite et le bonheur.**
- **A ma grand-mère paternelle la merveilleuse femme qui compte beaucoup pour moi pour son réconfort son soutien et encouragements ; je t'aime « Yaya ».**
- **A ma grande mère maternelle décéder, tu es dans le cœur, fière de porter ton nom je t'aime malgré je ne te connais pas, paix à ton âme.**
- **A mes deux grands parents paternelle et maternelle paix à leur âme.**
- **A mes très cher(e)s oncles, tantes et cousins.**
- **A ma binôme « Fella » grâce elle qu'on a pu réaliser ce modeste travail.**
- **A ma promotrice M^{me} «Boudina» qui a fait de son mieux pour bien nous aider et nous orienter dans l'élaboration de notre mémoire.**
- **A toutes mes cher(e)s ami(e)s qui m'ont aidé de près ou de loin pour bien réaliser ce travail.**

Malika.

Remerciements



Tout d'abord, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force, la patience et la volonté pour élaborer ce travail.

*Nous adressons également notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Madame **TOUNZIA Boudina** pour avoir accepté de nous encadrer, ses conseils, le précieux temps qu'elle a bien voulu nous accorder et de nous avoir guider sur le bon chemin de la réussite.*

Nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé durant tous notre parcours scolaire.

Merci au bureau d'étude technique et économique de la wilaya de Bejaia (BETWB) pour nous avoir accueilli durant notre stage de fin d'étude, pour leur bienveillance à leur tête Mr Hadj Ali et Mme Nawel qui nous ont aidé grâce à leurs techniques de travail et le partage d'expérience face aux nombreux projets de la vie professionnelle.

Un grand merci à nos familles qui ont toujours répondu présents et nous ont encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Enfin, on tient à remercier tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces
Remerciements
Table des matières
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles et des notations

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Page01

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction
I.2 Présentation de l'ouvrage
I.3 Caractéristique de la structure
I.3.1 Caractéristique géométrique
I.3.2 Données du site
I.4 Choix de contreventement
I.5 Caractéristique des matériaux
I.5.1 Béton
I.5.1.1 Définition
I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton
I.5.1.3 Déformation longitudinal du béton
I.5.1.4 Déformation transversal du béton et l'effet du poisson
I.5.1.5 Contraintes limite du béton
I.5.2 Acier
I.5.2.1 Définition
I.5.2.2 Contraintes limite de l'acier
I.6 Combinaison de calcul
I.7 Règlements et normes utilisés
I.8 Conclusion

Page 02
Page 02
Page 02
Page 02
Page 03
Page 03
Page 03
Page 03
Page 03
Page 03
Page 04
Page 04
Page 04
Page 06
Page 06
Page 06
Page 07
Page 07
Page 08

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction
II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires
II.2.1 Les planchers
II.2.1.1 Définition
II.2.2 Les escaliers
II.2.2.1 Définition
II.2.2.2 Type d'escaliers
II.3 Prédimensionnement des éléments principaux
II.3.1 Les poutres
II.3.1.1 Définition
II.3.2 Les voiles
II.3.2.1 définition

Page 9
Page 9
Page 9
Page 11
Page 13
Page 13
Page 13
Page 17
Page 17
Page 17
Page 18
Page 18
Page 18
Page 19

II.4 Evaluation de charges et des surcharges	Page 19
II.4.1 Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers	Page 20
II.4.2 Evaluation des charges et des surcharges sur les murs extérieurs	Page 20
II.4.3 Evaluation des charges et des surcharges sur les escaliers	Page 21
II.5 Prédimensionnement des poteaux	Page 21
II.5.1 Définition	Page 21
II.5.2 Descente de charge	Page 23
II.5.3 Evaluation de G et Q sur le poteau P1	Page 24
II.6 Vérifications	Page 27
II.7 Conclusion	

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction	Page 28
III.2. Etude des planchers	Page 28
III.2.1. Calcul des planchers a corps creux	Page 28
III.2.1.1. Etude des poutrelles	Page 28
III.2.1.2. La méthode forfaitaire	Page 30
III.2.1.3. Méthode de Caquot	Page 32
III.2.1.4 Différents types de poutrelles	Page 36
III.2.1.5. Les sollicitations les plus défavorables	Page 36
III.2.1.6 Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles	Page 38
III.2.1.7. Les vérifications nécessaires	Page 42
III.2.1.8 Ferrailage de la dalle de compression	Page 43
III.2.2. Etude des dalles pleines	Page 43
III.2.2.1. Méthode de calcul des sollicitations	Page 44
III.2.2.2. Calcul de Ferrailage	Page 46
III.2.2.3. Vérification à l'ELU	Page 46
III.2.2.4. Vérifications à l'ELS	Page 48
III.2.2.5. Vérification de la flèche	Page 49
III.2.3. Calcul des escaliers	Page 62
III.2.4 Etude de la poutre palière	Page 66
III.3 Conclusion	

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	Page 67
IV.2 Méthode utilisable	Page 67
IV.2.1 La méthode statique équivalente	Page 67
IV.2.1.1 Calcul de la force sismique totale	Page 69
IV.2.2 Les méthodes dynamiques	Page 72
IV.3 Les vérifications exigés par le RPA99v2003	Page 72
IV.3.1 Période de vibration et participation massique	Page 72
IV.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	Page 73
IV.3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	Page 75
IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	Page 75
IV.3.5. Calcul des déplacements	Page 77
V.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	Page 78
V.3.7. Vérification de l'excentricité	Page 79
IV.4 Conclusion	

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

	Page 80
--	---------

V.1 Introduction	Page 80
V.2 Etude des poutres	Page 80
V.2.1 Recommandation du RPA99version2003	Page 80
V.2.1.1 Coffrage	Page 80
V.2.1.2 Ferrailage	Page 80
V.2.1.2.1 Armatures Longitudinales	Page 81
V.2.1.2.2 Armatures Transversales	Page 82
V.2.2 Ferrailage des poutres	Page 85
V.2.3 Vérifications	Page 85
V.2.3.1 Vérification à l'ELU	Page 86
V.2.3.2 Vérification à l'ELS	Page 87
V.2.3.3 Vérification de la zone nodale	Page 89
V.2.4 Schéma de ferrailage des poutres	Page 90
V.3 Etude des poteaux	Page 90
V.3.1 Recommandation du RPA99version2003	Page 90
V.3.1.1 Coffrage	Page 91
V.3.1.2 Ferrailage	Page 91
V.3.1.2.1 Les armatures longitudinales	Page 92
V.3.1.2.2 Les armatures Transversales	Page 93
V.3.2 Sollicitations de calcul	Page 93
V.3.3 Ferrailage des poteaux	Page 97
V.3.4 Vérifications	Page 100
V.3.5 Dispositions constructives des poteaux	Page 100
V.3.6 Schéma de ferrailage des poteaux	Page 101
V.4 Etude des voiles	Page 102
V.4.1 Recommandation du RPA99version2003	Page 102
V.4.1.1 Armatures verticales	Page 102
V.4.1.2 Armatures horizontales	Page 104
V.4.2 Ferrailage des voiles	Page 105
V.4.2.1 Sollicitations de calcul	Page 105
V.4.2.2 Calcul du ferrailage	Page 110
V.4.3 Schéma de ferrailage du voile	Page 110
V.5 Conclusion	

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction	Page 111
VI.2 Combinaison d'action	Page 111
VI.3 Calcul des fondations	Page 111
VI.3.1 Présentation de rapport de sol	Page 112
VI.4. Etude du radier général	Page 112
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier	Page 113
VI.4.2. Vérification nécessaire	Page 113
VI.4.2.1. Vérification au poinçonnement	Page 114
VI.4.2.2. Vérification aux cisaillements	Page 114
VI.5 Ferrailage du radier	Page 118
VI.6 Etude des nervures	Page 123
VI.7 Conclusion	

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale	Page 124
---------------------	----------

Bibliographie
Annexes
Plans Architecturaux
Rapport de sol

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I ; GENERALITES

Figure I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	Page 04
Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS	Page 05
Figure I.3 Diagramme Contraintes-déformation de l'acier	Page 07

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1 Coupe transversale du plancher corps creux	Page 9
Figure II.2 Disposition des poutrelles	Page 10
Figure II.3 Coupe d'une poutrelle	Page 11
Figure II.4 Coupe d'un escalier balancé	Page 14
Figure II.5 Coupe d'un escalier droit à deux volées	Page 16
Figure II.6 Coupe d'une poutre	Page 17
Figure II.7 Coupe d'un voile en béton armé	Page 18
Figure II.8 Coupe coffrage et section d'un poteau	Page 21

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle	Page 30
Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a deux travées	Page 30
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a plus de deux travées	Page 30
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle	Page 31
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle	Page 33
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	Page 43
Figure III.7 Schéma de ferrailage d'escalier étage courant	Page 61
Figure III.8 Schéma de ferrailage d'escalier RDC volée 02	Page 62
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	Page 66

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 Spectre de réponse pour les deux sens x, y	Page 70
Figure IV.2 Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS	Page 71
Figure IV.3 Vue en 3D de la disposition des voiles du modèle obtenu par logiciel ETABS	Page 71

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 Disposition constructive des portiques	Page 81
Figure V.2 Moments dans la zone nodale	Page 87
Figure V.3 Schéma de ferrailage des poutres	Page 90
Figure V.4 zone nodale	Page 91
Figure V.5 schémas de ferrailage des poteaux	Page 101
Figure V.6 Disposition des voiles de contreventement	Page 103
Figure V.7 Schéma de ferrailage du voile	Page 110

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 Schéma de ferrailage du Radier	Page 118
Figure VI.2 : Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X	Page 119
Figure VI.3 : Sollicitation sur les nervures dans le sens Y-Y	Page 119

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITES

Tableau I.1 Caractéristiques du béton et de l'acier	Page 8
--	--------

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1 Récapitulatif des types de dalles planes et leurs prédimensionnements	Page 13
Tableau II.2 Evaluation de G et Q sur le plancher corps creux terrasse inaccessible	Page 19
Tableau II.3 Evaluation de G et Q sur le plancher corps creux étage courant	Page 19
Tableau II.4 Evaluation de G et Q sur le plancher dalle pleine étage courant	Page 20
Tableau II.5 Evaluation de G et Q sur le plancher dalle pleine terrasse inaccessible	Page 20
Tableau II.6 Evaluation de G et Q sur les murs double cloisons	Page 20
Tableau II.7 Evaluation de G et Q sur le palier	Page 20
Tableau II.8 Evaluation de G et Q sur la volée	Page 21
Tableau II.9 Descente de charge du poteau P1	Page 24
Tableau II.10 Vérification à la compression simple	Page 25
Tableau II.11 Vérification de la stabilité de forme	Page 26
Tableau II.12 Récapitulatif du prédimensionnement des éléments	Page 27

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 Sollicitations des différents types de poutrelles étage courant	Page 35
Tableau III.2 Sollicitations des différents types de poutrelles terrasse inaccessible	Page 35
Tableau III.3 Sollicitation maximale dans les poutrelles	Page 36
Tableau III.4 Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux	Page 37
Tableau III.5 Vérification à l'ELU	Page 41
Tableau III.6 Vérifications des contraintes dans les différents niveaux	Page 41
Tableau III.7 Vérification de la flèche dans les différents niveaux	Page 42
Tableau III.8 Schémas de ferrailage des poutrelles	Page 43
Tableau III.9 formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines	Page 44
Tableau III.10 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant	Page 45
Tableau III.11 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse	Page 45
Tableau III.12 Vérification des contraintes dans les dalles de l'étage courant	Page 46
Tableau III.13 Vérification des contraintes dans les dalles de la terrasse	Page 47
Tableau III.14 vérifications des contraintes après avoir recalculé à l'ELS	Page 48
Tableau III.15 récapitulatif des vérifications de la flèche dans l'étage courant et terrasse inaccessible.	Page 49
Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre palière	Page 63
Tableau III.17 : Tableau récapitulatif de la vérification des contraintes dans le béton	Page 65

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 Détermination du facteur de qualité	Page 69
Tableau IV.2 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	Page 72
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	Page 72

Tableau IV.4 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après majoration	Page 73
Tableau IV.5 interaction verticale	Page 73
Tableau IV.6 interaction horizontale selon X-X	Page 74
Tableau IV.7 interaction horizontale selon Y-Y	Page 74
Tableau IV.8 vérifications de l'effort normal réduit	Page 75
Tableau IV.9 les déplacements inter étages selon X-X	Page 76
Tableau IV.10 les déplacements inter étages selon Y-Y	Page 76
Tableau IV.11 vérifications des effets de second ordres sens X-X	Page 77
Tableau IV.12 vérifications des effets de seconds ordres sens Y-Y	Page 78
Tableau IV.13 Vérification des centres de masse et de rigidité selon x-x	Page 78
Tableau IV.14 Vérification des centres de masse et de rigidité selon y-y	Page 79

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 Résultats du ferrailage longitudinale sur les poutres	Page 82
Tableau V.2 vérifications des contraintes tangentielles	Page 85
Tableau V.3 Vérification de l'état limite de compression du béton	Page 86
Tableau V.4 vérifications de l'état limite de déformation dans les poutres	Page 87
Tableau V.5 Moments résistant dans les poteaux	Page 88
Tableau V.6 Moments résistant dans les poutres	Page 88
Tableau V.7 Vérification de la zone nodale	Page 89
Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	Page 91
Tableau V.9 les sollicitations dans les poteaux	Page 93
Tableau V.10 Ferrailage des différentes sections de poteaux	Page 96
Tableau V.11 Ferrailage transversale des poteaux	Page 97
Tableau V.12 vérifications du flambement dans les poteaux	Page 98
Tableau V.13 vérifications des contraintes dans le béton	Page 99
Tableau V.14 Vérifications au cisaillement dans les poteaux	Page 100
Tableau V.15 Sollicitations dans les voiles	Page 105
Tableau V.16 Ferrailage du voile V_{x1} (0.2*1) m ²	Page 106
Tableau V.17 Ferrailage du voile V_{x5} (0.2*0.8) m ²	Page 107
Tableau V.18 Ferrailage du voile V_{y1} (0.2*0.8) m ²	Page 108
Tableau V.19 Ferrailage du voile V_{y2} (0.2*1) m ²	Page 109

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1. Calcul des armatures pour la dalle	Page 115
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	Page 117
Tableau VI.3. Nouvelles sections adoptées après recalcul à l'ELS	Page 117
Tableau VI.4. Vérifications des contraintes à l'ELS après augmentation des sections d'aciers	Page 118
Tableau VI.3. Tableau des sollicitations dans les deux sens à l'ELU et à l'ELS	Page 120
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures	Page 121
Tableau VI.5 : Récapitulatif des vérifications des contraintes	Page 121
Tableau VI.6 : Vérification à l'ELS après augmentation de la section d'acier	Page 122

SYMBOLES ET NOTATIONS

A' , A_s : Section d'acier comprimé et section d'acier à l'ELS respectivement

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite

b : Largeur

b_0 : Largeur de la nervure

C_T : Coefficient en fonction du type du système de contreventement

C_u : Cohésion du sol

D : Facteur d'amplification dynamique

ELS : Etat limite de service

ELU : Etat limite ultime

E : Module d'élasticité longitudinal

e : Epaisseur, Excentricité

E_{ij} : Module de déformation instantanée à j/jours

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différé à j/jours

F : Force ou action en général

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELUR

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction

f_e : Limite d'élasticité

f_{gv} : Flèche correspondant à v

f_{gi} : Flèche correspondant à g

f_{pi} : Flèche correspondant à p

f_{ji} : Flèche correspondant à j

G : Charges permanente

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_e : Hauteur libre de l'étage

h_t : Hauteur total du plancher

i : Rayon de giration d'une section

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

SYMBOLES ET NOTATIONS

I : Moment d'inertie

I_{gv} : Moment d'inertie fictive correspondant à v

I_{gi} : Moment d'inertie fictive correspondant à g

I_{pi} : Moment d'inertie fictive correspondant à p

I_{ji} : Moment d'inertie fictive correspondant à j

K : Coefficient

L : Longueur ou portée

l₀ : Longueur libre

l_r : Longueur de flambement

M : Moment en général

M₀ : Moment isostatique

M_a : Moment en appui

M_t : Moment en travée

M_g, M_d : Moment de gauche et moment de droite respectivement

M_u : Moment à l'ELU

M_s : Moment à l'ELS

M_{sg} : Moment correspondant à g

M_{sp} : Moment correspondant à p

M_{sj} : Moment correspondant à j

N : Effort normal en général

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

Q : Charge d'exploitation

Q : Facteur de qualité

q_u : Chargement à l'ELU

q_s : Chargement à l'ELS

R : Coefficient de comportement globale

S : Section, Surface

S_t : Espacement des armatures transversales

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du sol

V : Effort tranchant

W : Poids total de la structure

SYMBOLES ET NOTATIONS

X, Y, Z : Coordonnée en général

\bar{f} : Flèche admissible

Δ_f : Flèche total

σ : Contrainte normal (sigma)

σ_{adm} : Contrainte admissible

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

σ_{bt} : Contrainte de traction du béton

σ_{sc} : Contrainte de compression de l'acier

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier

σ_{sg} : Contrainte correspondant à g

σ_{sp} : Contrainte correspondant à p

σ_{sj} : Contrainte correspondant à j

γ_b, γ_s : Coefficient de sécurité

η : Coefficient de fissuration, facteur d'amortissement

β : Coefficient de pondération

μ_l : Moment réduit limite

μ_s : Moment ultime réduit à l'ELU

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELS

ν : Coefficient de poisson

τ_u : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement ultime donnée par le BAEL

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Σ : Sommutation

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste, il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

L'homme a toujours essayé de suivre le progrès et d'apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement de la structure.

L'Algérie est située dans la zone de convergence des plaques et a été frappée par plusieurs tremblements de terres dévastateurs au cours de l'histoire. Le bâtiment est le premier touché par cette catastrophe naturelle et son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrés.

Pour mieux se protéger contre ces éventuels évènements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre ce phénomène. A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir dans les règles de l'art tout en tenant compte de la résistance, l'économie et l'esthétique.

L'étude des structures est une étape clef qui vise à mettre en œuvre les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur. L'ouvrage en question est un bâtiment R+8 à usage d'habitation situé Ai Bassam commune de la wilaya de Bouira classée en zone II_a (moyenne sismicité). Dans le cadre de cette étude, les calculs statiques et dynamiques ont été établi sur le logiciel ETABS, et les efforts engendrés sont utilisés pour les ferrailages. Toutes les étapes sont effectuées en respectant les réglementations exigées par CBA97, BAEL91/93, RPA99v2003, DTR. Le plan élaboré pour l'étude de cet ouvrage se présente par une présentation du projet suivie d'un pré dimensionnement des éléments secondaire et de leurs calculs, viens après l'étape cruciale de l'étude dynamique suivie de l'étude des éléments principaux et pour finir la base de tout œuvre l'étude des fondations.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à la présentation du projet ainsi qu'à la définition des différentes généralités qui constitue ce dernier. Le but primordial en les identifiant dès le départ est de connaître en premier lieu les caractéristiques des matériaux et de s'en servir plus tard dans les chapitres à venir liés au calcul.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Dans le cadre de la construction, le terrain retenu pour le projet 10/100/1750 LPL est situé dans la wilaya de Bouira commune Aïn Bessam.

L'ouvrage objet de ce travail consiste à établir l'étude d'une partie de ce dernier, constitué de 02 blocs identique en élévation (R+8) et de forme rectangulaire, séparés par des joints.

Le bloc A à l'extrémité gauche qui a été pris en considération durant ce modeste travail est un bâtiment à usage d'habitation.

Selon le RPA99VERSION2003, l'ouvrage est classé dans le groupe 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne), tandis que la wilaya de Bouira est classée en (zone IIa) qui est de moyenne sismicité.

I.3 CARACTERISATION DE LA STRUCTURE

I.3.1 CARACTERISATION GEOMETRIQUE

Le bâtiment est de forme « L »

- Longueur : $L_x = 15.94$ m
- Largeur : $L_y = 16.45$ m
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 25.5$ m
- Hauteur RDC : $H_{rdc} = 4.08$ m
- Hauteur étage courant : $H_{ec} = 3.06$ m

I.3.2 DONNEES DU SITE

Le sol de notre site est constitué de :

- Marne beige peu sableuse avec concrétions de calcaire.
- Couche d'argile noirâtre.
- Couche de remblais.

D'après le RPA99VERSION2003 le sol est ferme classé (S2)

- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 1.6$ bars
- L'encrage minimale des fondations : $D = 2.20$ m

I.4 CHOIX DE CONTREVENTEMENT

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontale et verticale. Ces contreventements doivent être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations et une bonne dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.
- Minimiser les effets de torsion.

La structure de ce projet est à ossature en béton armé et reprend la totalité de l'effort horizontal. Toutefois, le RPA99VERSION2003 exige que pour toute structure dépassant une Hauteur de 14 m en zone IIa l'introduction des voiles est nécessaire. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques-voiles) car c'est un système dissipatif est donc plus économique.

I.5 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.5.1 BETON

I.5.1.1 Définition : Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et de liants eau et éventuellement des adjuvants. Le tout fait une pâte qui durcit rapidement.

I.5.1.2 Résistances caractéristiques du béton [CBA ART A.2.1]

- **Résistance à la compression (f_{cj}) :** Pour l'établissement des projets dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dites valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Notée par f_{c28} cette résistance qui est exprimée en (MPa) est choisie compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j (jours) est inférieur ou égale à 28 jours ($j \leq 28$) on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} .

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

Résistance à la traction (f_{tj}) : La résistance caractéristique à la traction du béton à j (jours), notée f_{tj} et exprimée en (MPa). Est en fonction de la résistance caractéristique à la compression et est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.3 Déformation longitudinal du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de t_j (jours), le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} vaut :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164,195 \text{MPa} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

Le module de déformation longitudinal du béton comprenant le fluage et le retrait E_{vj} . Permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 10818,865 \text{MPa} \quad (\text{en MPA})$$

I.5.1.4 Déformation transversale du béton et l'effet de poisson

En compression, comme en traction. La déformation longitudinal (dans le sens de l'effort) est accompagnée d'une déformation transversale. Le coefficient de poisson « ν » est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale en valeurs relatives. Il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \begin{cases} 0 & \text{ELU} \\ 0,2 & \text{ELS} \end{cases}$$

Sauf, cas particuliers, le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

I.5.1.5 Contraintes limites du béton

- **Contrainte à la compression à L'ELU :** Le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donnée par la figure 1.1. La valeur de calcul de la résistance en compression f_{bu} est donnée comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \begin{cases} 14,2 \text{MPa} & \text{ELU} \\ 18,48 \text{MPa} & \text{ELA} \end{cases}$$

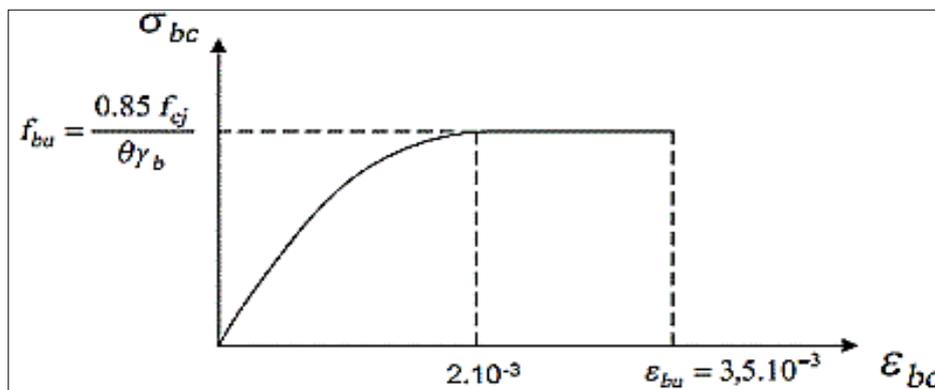


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- **Contrainte à la compression à l'ELS :** Le diagramme parabole-rectangle dans ce cas reste dans le domaine élastique linéaire donnée par la figure 1.2

La contrainte limite dans ce cas-là est limité et sa relation est donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPA$

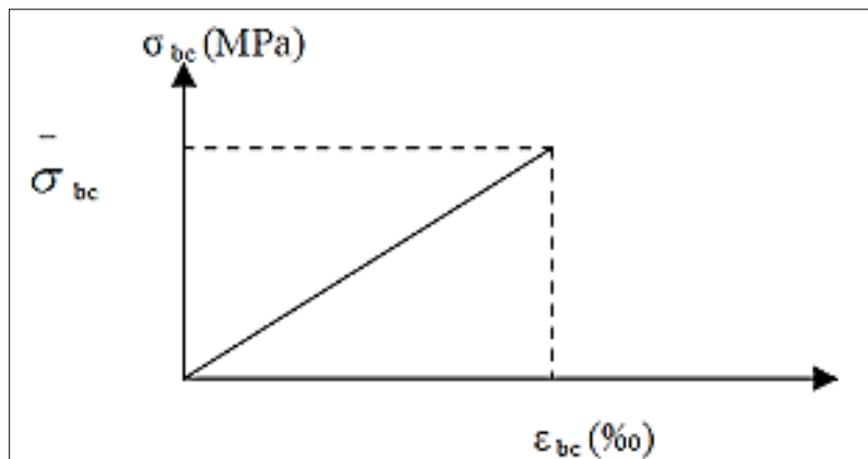


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

- **Contrainte de cisaillement :** Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites :
 - Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right)$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA}\right)$$

I.5.2 : ACIER

I.5.2.1 définition : Le matériau d'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Il est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence en béton fait de lui un matériau homogène. On distingue trois catégories :

- Treillis soudés (TS)
- Rond lisse (RL)
- Haute adhérence (HA)

Le comportement est montré sur la figure 1.3

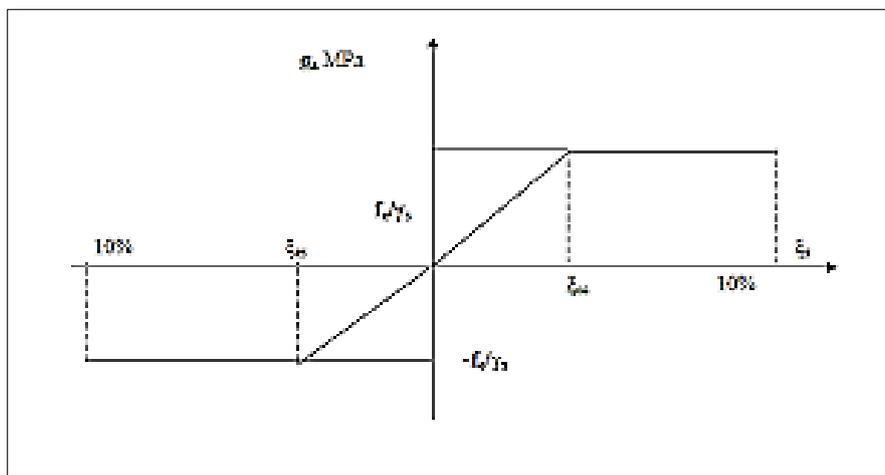


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

I.5.2.2 Contraintes limites de l'acier

- **Contrainte limite à l'ELU :** Son expression est exprimée comme suit :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} 348 \text{ MPA} & \text{cas courant} \\ 400 \text{ MP} & \text{cas accidentelle} \end{cases}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il est égale à :

- $\gamma_s = 1.15$ cas courant
- $\gamma_s = 1$ cas accidentel

- **Contrainte limite à l'ELS** : On distingue les cas suivants :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) & F.T.N \\ \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) & F.N \end{cases}$$

I.6 COMBINAISONS DE CALCUL

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après.

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & ELA \\ 0,8G \pm Q & ELA \end{cases}$$

I.7 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

- RPA 99/version2003 (règlement parasismique Algérien)
- CBA 93 (code du béton armé)
- BAEL 91/version99 (béton armé aux états limites)
- DTR B.C 2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations)

I.8 CONCLUSION

La présentation du projet est une introduction au travail et nous permet d'évaluer les caractéristiques des matériaux avec lesquels nous allons effectuer nos calculs dans ce projet et les valeurs de ces derniers sont résumées dans le tableau ci-dessous :

BETON	ACIER
-Resistance à la compression $f_{c28} = 25MPA$	-Limite élastique $f_e = 400MPA$
-Résistance à la traction $f_{t28} = 2.1MPA$	-Module d'élasticité $E=200000MPA$
-Contrainte limite à l'ELU Situation durable $f_{bu} = 14.2MPA$ Situation accidentelle $f_{bu} = 18.48MPA$	-Contrainte de calcul à l'ELU Situation courante $\sigma_s = 348MPA$ Situation accidentelle $\sigma_s = 400MPA$
-Contrainte limite à l'ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPA$	-Contrainte de calcul à l'ELS F.P $\bar{\sigma}_s = 201.63MPA$ F.T.P $\bar{\sigma}_s = 165MPA$
- $E_{ij} = 32164.2 MPA$ - $E_{vj} = 10818.86 MPA$	

Tableau I.1 Caractéristiques du béton et de l'acier

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 INTRODUCTION

Ce chapitre qui est intitulé « prédimensionnement des éléments », a pour but de déterminer les différentes sections avec lesquelles nous allons préalablement faire les calculs. Ces derniers-là devront être définies tout en respectant les normes que les règlements exigent : BAEL91 modifier 99, RPA99 version 2003, CBA93, DTR.

II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Selon le RPA99 version 2003, ce sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, escaliers, planchers, poutrelles...)

II.2.1 LES PLANCHERS

II.2.1.1 définition : Les planchers sont éléments planes horizontaux, leur rôle est de supporter les charges permanentes et les charges d'exploitations puis les transmettre aux poutres, poteaux et aux murs porteurs qui les reportent aux fondations, aussi ils permettent d'assurer une bonne isolation dans les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Il existe plusieurs types de planchers en béton Armé. La structure étudiée comporte :

- ❖ Plancher à corps creux
- ❖ Plancher dalle pleine

a) **Plancher à corps creux :** Le prédimensionnement de ce plancher se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (CBA93 \text{ ART B. 6.8.2.4.2})$$

Avec :

L_{max} : Portée max entre nus des poutres selon la direction de la disposition des poutrelles
 h_t : Hauteur totale du plancher

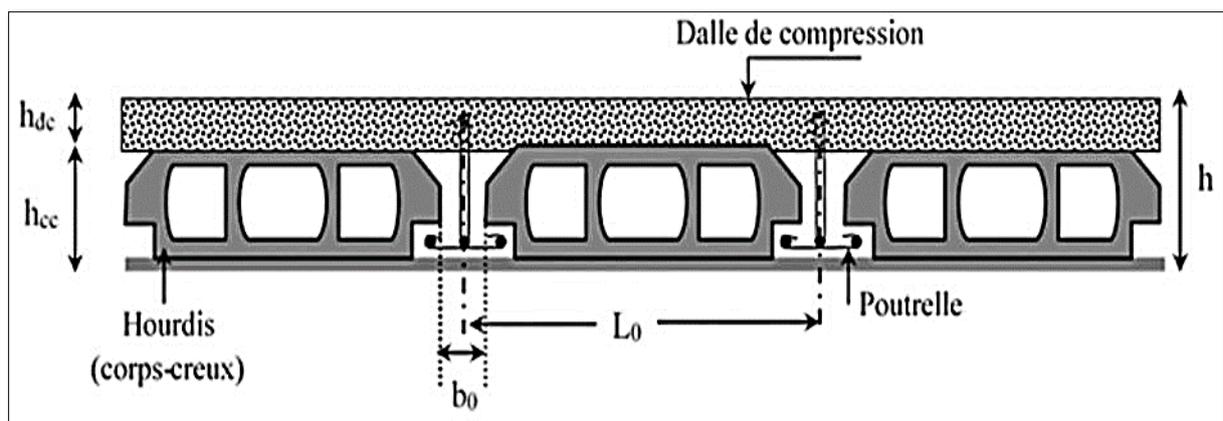


Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : Largeur de la nervure

L_0 : Distance entre axe des poutrelles

Pour le calcul :

$$h_t \geq \frac{530 - 30}{22.5} = 22.22$$

$$\Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h_{dc} = 4 \text{ cm} \\ h_{cc} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

○ **Prédimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent comme une section en T en béton Armé, leur rôle est de transmettre les charges réparties et concentrés vers les poutres principales. Le choix de leur disposition se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la continuité
- ✓ Le critère de la plus petite portée

Le projet étudié a donné la disposition ci-dessous :

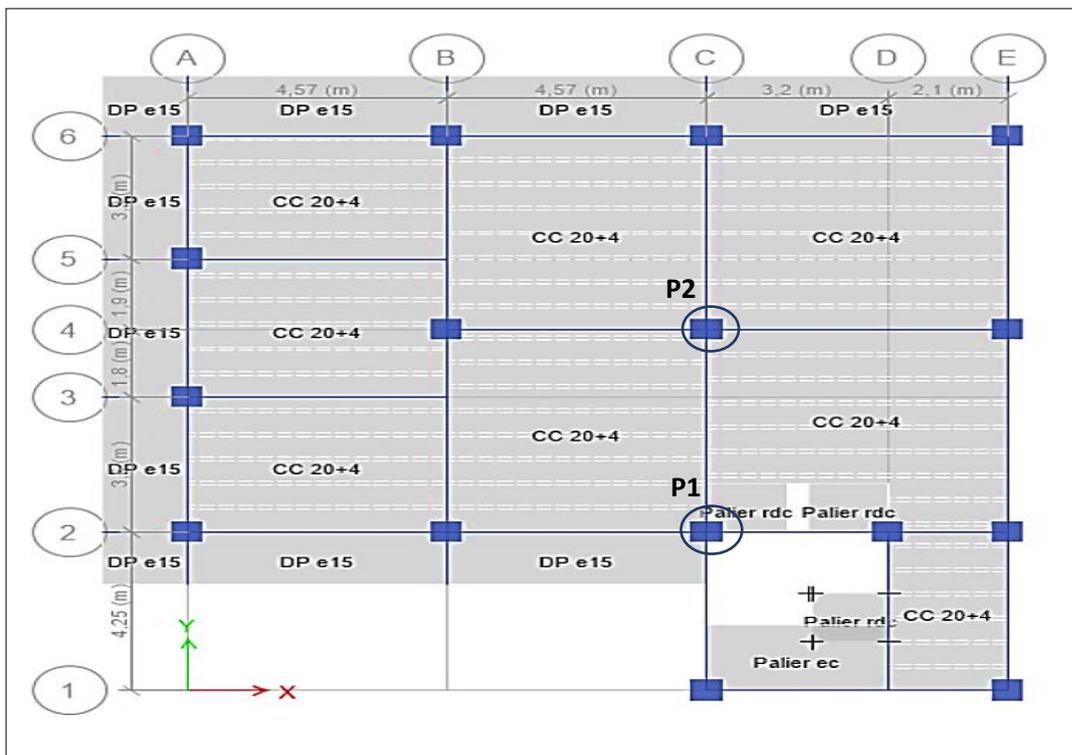


Figure II.2 Disposition des poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

Avec :

b : largeur de la table de compression

b₀ : largeur de la nervure

h₀ : hauteur de la dalle de compression

h : hauteur du plancher

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{CBA93(Art A. 4.1.3)}$$

$$b_0 = (0.4 ; 0.8)h \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

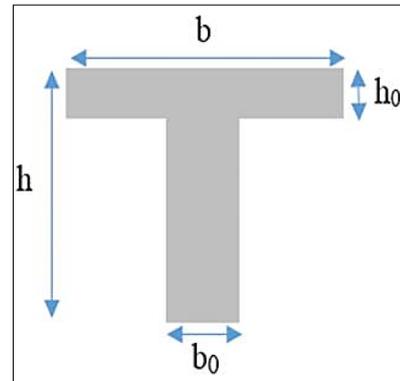


Figure II.3 Coupe d'une poutrelle

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux Poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

L_y : Longueur minimale d'une travée Dans le sens parallèle à la disposition Des poutrelles.

$$L_y = 385 - 30 = 355 \text{ cm}$$

Donc :

$$b_1 \leq \min (27.5 \text{ cm} ; 35.5 \text{ cm}) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

b) Plancher dalle pleine : C'est un élément plane horizontale en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 1,2,3,4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou des murs. Son prédimensionnement doit vérifier les conditions de la résistance à la flexion, l'isolation, et la flèche.

➤ Critère de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appuis}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis } (\rho < 0.4)$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis } (\rho \geq 0.4)$$

➤ Critère du coupe-feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe feu}$$

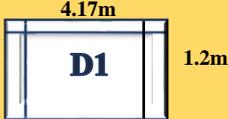
$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heure de coupe feu

$e \geq 14\text{cm} \rightarrow$ Pour quatre heure de coupe feu

➤ Critère de l'isolation phonique :

$e \geq 14\text{cm} \rightarrow$ Non applicable pour les dalles extèrirs (balcons)

Les dalles que comportant le projet étudié et leurs prédimensionnements sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Dalles	Type de Dalles	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Epaisseur (e)
	Dalle sur 03 appuis	0.28m	$3.43\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.28m	$3.43\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.28m	$4\text{cm} \leq e \leq 4.67\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.33m	$4\text{cm} \leq e \leq 4.67\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.33m	$4\text{cm} \leq e \leq 4.67\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.44m	$3.71\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$
	Dalle sur 03 appuis	0.39m	$3.71\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$

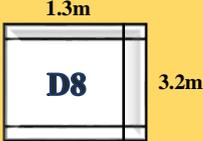
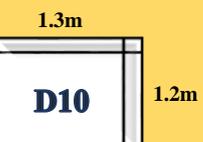
	Dalle sur 03 appuis	0.4m	$3.71\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$
	Dalle sur 02 appuis	0.92m	$e \geq 6.5\text{cm}$
	Dalle sur 02 appuis	0.92m	$e \geq 6\text{cm}$

Tableau II.1 Récapitulatif des types de dalles plaines et leurs prédimensionnements

Commentaire : D'après le prédimensionnement présenté dans le tableau précédant et les critères mentionnés précédemment on opte pour une épaisseur $e=15\text{cm}$ pour tous les types de dalles pleines que donne la structure étudiée et ce suivant le critère de l'isolation phonique qui est la valeur la plus défavorable.

II.2.2 LES ESCALIERS

II.2.2.1 définition : L'escalier en béton armé est un élément d'ouvrage réservé à l'usage exclusif du piéton. Il est constitué d'une succession de marche et d'un ou plusieurs paliers de repos permettant de passer du niveau d'un bâtiment à un autre.

Utilisé pour monter et descendre, pour qu'un escalier remplisse ses fonctions il doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Inclinaison de la pente par rapport à l'horizontale 20-40%
- ❖ Hauteur (h) de la marche [14-18cm]
- ❖ Largeur du giron (g) [25-32cm]
- ❖ Formule de blondel : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$

II.2.2.2 Type d'escaliers : Le projet étudié présente deux types d'escaliers :

- ❖ 1^{er} type : Escalier balancé (niveau RDC)
- ❖ 2^{ème} type : Escalier droit à deux volées (niveau EC)
 - **RDC : (escalier balancé)** :
 - Volée 01 :
 - Le schéma statique se présente comme suit :

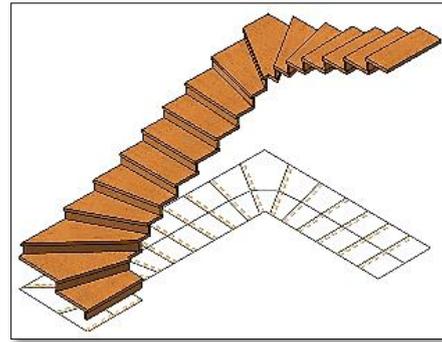
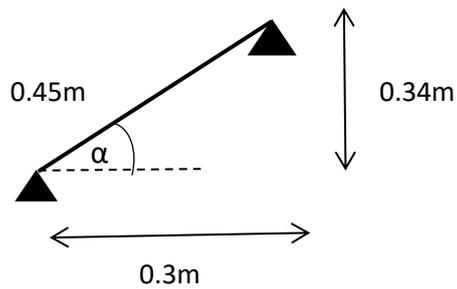


Figure II.4 coupes d'un escalier balancé

L'utilisation de la formule de BLONDEL permettra de déterminer le nombre des marches ainsi que les contres marches.

$$2h+g=64\text{cm}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = 48.57^\circ$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \quad \begin{cases} L_0 = 0.3\text{m} \\ L_v = 0.45\text{m} \\ H = 0.34\text{m} \end{cases}$$

Calcul des contres marches :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$\frac{68}{n} + \frac{30}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$68n - 68 + 30n = 64n(n-1)$$

$$64n^2 - 162n + 68 = 0$$

Les résultats ci-dessous sont obtenus après résolution de la dernière équation :

$$n = 2 \text{ contres marches}$$

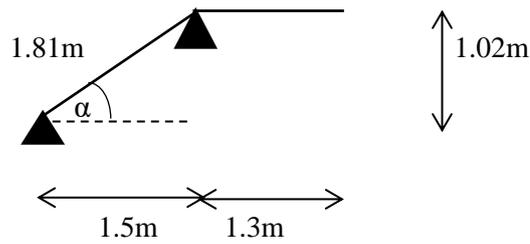
$$n-1 = 1 \text{ marche}$$

$$h = \frac{0.34}{2} = 0.17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{0.3}{1} = 0.3\text{m} = 30\text{cm}$$

Volée02:

Le schéma statique se présente comme suit :



L'utilisation de la formule de BLONDEL permettra de déterminer le nombre de marches ainsi que les contres marches.

$$2h+g=64\text{cm}$$

Avec : $\tan\alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = 32.51^\circ$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \quad \begin{cases} L_0 = 1.5\text{m} \\ L_v = 1.81\text{m} \\ L_p = 1.3\text{m} \\ H = 1.02\text{m} \end{cases}$$

Longueur développée : $L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow L = 3.11\text{m}$

Epaisseur de la paillasse : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 15\text{cm}$

Calcul des contres marches :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$\frac{204}{n} + \frac{160}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$204n - 204 + 160n = 64n(n-1)$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

Les résultats ci-dessous sont obtenus après résolution de la dernière équation :

$$n = 6 \text{ contres marches}$$

$$n-1 = 5 \text{ marches}$$

$$h = \frac{106}{6} = 0.17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{150}{5} = 0.3\text{m} = 30\text{cm}$$

▪ **EC (escalier droit à deux volées) :**

Par symétrie les deux volées se ressemblent et leurs schémas statiques se présente comme suit :

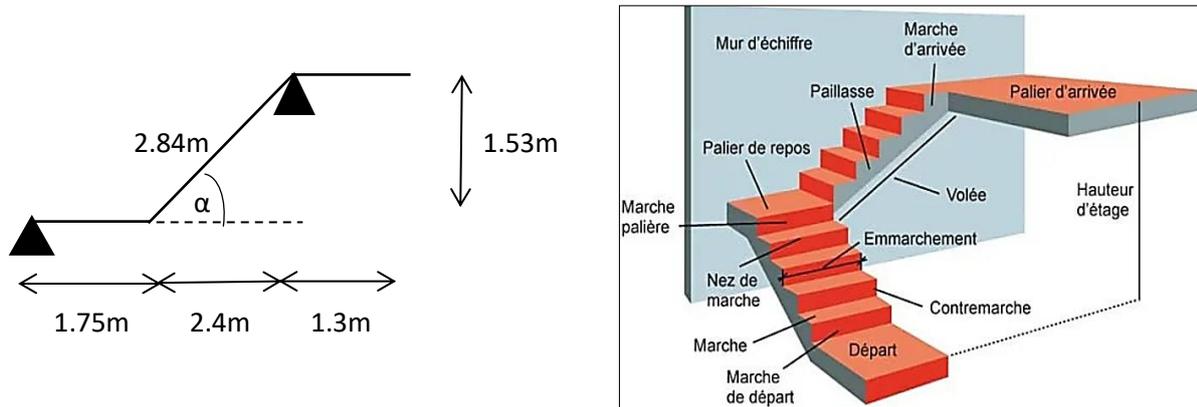


Figure II.5 Coupe d'un escalier droit à 2 volées

L'utilisation de la formule de BLONDEL permettra de déterminer le nombre de marches ainsi que les contres marches.

$$2h+g=64\text{cm}$$

Avec :

$$\tan\alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = 29.53^\circ$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \quad \begin{cases} L_0 = 2.4\text{m} \\ L_v = 2.84\text{m} \\ L_p = 1.75\text{m} \\ L_p' = 1.3\text{m} \\ H = 1.53\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Longueur développée : } L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow L = 5.89\text{m}$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Calcul des contres marches :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$\frac{306}{n} + \frac{240}{n-1} = 64\text{cm}$$

$$306n - 306 + 240n = 64n(n-1)$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Les résultats ci-dessous sont obtenus après résolution de la dernière équation :

n = 9 contres marches

n-1 = 8 marches

$$h = \frac{153}{9} = 0.17m = 17cm$$

$$g = \frac{240}{8} = 0.3m = 30cm$$

II.3 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Selon le RPA99version2003, ce sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux Actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage, soit (les poutres, les poteaux, les voiles).

II.3.1 LES POUTRES

II.3.1.1 définition : La poutre est une pièce horizontale qui sert à reprendre les charges comme le poids de la construction et de les transmettre aux poteaux ou aux murs sur lesquelles elle s'appuie.

Il Ya deux types :

- ❖ Poutres principales
- ❖ Poutres secondaires

Leur prédimensionnement conduit à appliquer la formule du BAEL91 suivante :

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

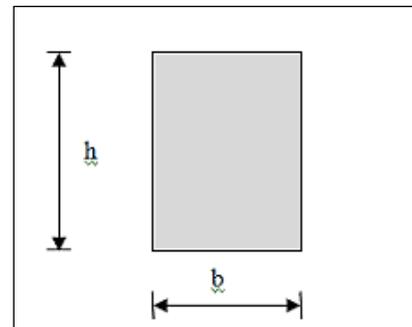


Figure II.6 coupe d'une poutre

Avec :

L_{max} : Portée max de la poutre, mesurée entre nus d'appuis.

a) Poutres principales (P.P) : Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

$$L_{max}=540cm$$

$$\frac{540}{15} \leq h_p \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36cm \leq h_p \leq 54cm \Rightarrow h_p=40cm$$

Et

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.8h_p \Rightarrow 16cm \leq b_p \leq 32cm \Rightarrow b_p=30cm$$

Vérification selon le RPA99version2003 :

$$b \geq 20cm.....(cv)$$

$$h \geq 30cm.....(cv)$$

$$h/b \leq 4cm.....(cv)$$

Donc :

$$\begin{cases} h_p = 40cm \\ b_p = 30cm \end{cases}$$

b) Poutres secondaires (P.S) : Les poutrelles sont parallèles aux poutres secondaires.

$$L_{max}=500cm$$

$$\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33cm \leq h_p \leq 50cm \Rightarrow h_p = 35cm$$

ET

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.8h_p \Rightarrow 16cm \leq b_p \leq 32cm \Rightarrow b_p = 30cm$$

Vérification selon le RPA99version2003 :

$$b \geq 20cm \dots\dots\dots(cv)$$

$$h \geq 30cm \dots\dots\dots(cv)$$

$$\frac{h}{b} \leq 4cm \dots\dots\dots(cv)$$

Donc:

$$\begin{cases} h_p = 35cm \\ b_p = 30cm \end{cases}$$

II.3.2 LES VOILES

II.3.2.1 définition : Les voiles en béton armé servent d’une part au contreventement du bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent) et d’autre part à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu’ils transmettent aux fondations :

- Charges verticales (charges permanente et surcharges)
- Charges horizontales (efforts de séisme et/ou vent)
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D’après l’article 7.7 du RPA99version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$ dans le cas contraire les éléments sont considérés linéaires.

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

L’épaisseur minimale est de 15cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d’étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-contre :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} \right)$$

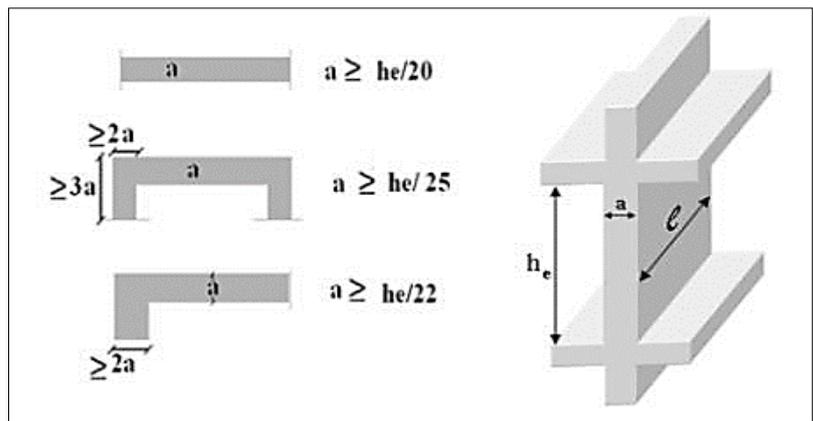


Figure II.7 Coupe d’un voile en béton armé

Avec :

$$h_e : \text{hauteur libre de l'étage} \Rightarrow h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

a) **RDC :**

$$h_e = 408 - 40 \Rightarrow h_e = 368 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{368}{20} ; \frac{368}{22} ; \frac{368}{25} \right) \Rightarrow e \geq \max (18.4 \text{ cm} ; 16.72 \text{ cm} ; 14.75 \text{ cm}) \Rightarrow e \geq 18.4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ L = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

b) **EC :**

$$h_e = 306 - 40 \Rightarrow h_e = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{266}{20} ; \frac{266}{22} ; \frac{266}{25} \right) \Rightarrow e \geq \max (13.3 \text{ cm} ; 12.09 \text{ cm} ; 10.69 \text{ cm}) \Rightarrow e \geq 13.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ L = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

REMARQUE : Le prédimensionnement des poteaux se fera après la descente de charge.

II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.4.1 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
C.C (20+4)	/	0.24	3.3
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Σ			G= 6.73 KN/m ² Q= 1 KN/m ²

Tableau II.2 Evaluation de G et Q sur le plancher C.C terrasse inaccessible

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
C.C (20+4)	/	0.24	3.3
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Cloisons de séparations	10	0.1	1
Σ			G= 5.61 KN/m ² Q= 1.5 KN/m ²

Tableau II.3 Evaluation de G et Q sur le plancher C.C étage courant

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
D.P	25	0.15	3.75
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Σ			G= 5.06 KN/m ² Q=1.5 KN/m ²

Tableau II.4 Evaluation de G et Q sur le plancher D.P étage courant

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
D.P	25	0.15	3.75
Isolation thermique	4	0.025	0.1
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Σ			G= 7.12 KN/m ² Q= 1 KN/m ²

Tableau II.5 Evaluation de G et Q sur le plancher D.P terrasse inaccessible

II.4.2 Evaluation des charges et surcharges sur les murs extérieurs

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Brique creuse 15	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse 10	9	0.1	0.9
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Σ			G=2.76 KN/m ² Q= /

Tableau II.6 Evaluation de G et Q sur les murs double cloisons

II.4.3 Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers

	Densité γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
D.P	25	0.2	5
Enduit ciment	10	0.015	0.15
Σ			G= 6.31 KN/m ² Q= 2.5 KN/m ²

Tableau II.7 Evaluation de G et Q sur le palier

	Densité γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.4
Revêtement verticale	20	$\frac{h}{g} * e = 0.012$	0.24
Mortier horizontale	20	0.02	0.4
Mortier verticale	20	$\frac{h}{g} * e = 0.012$	0.24
Paillasse en (B.A)	25	$\frac{e_{D.P}}{\cos \alpha} = 0.23$	5.75
Marches	25	$\frac{h}{2} = 0.085$	2.125
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Σ			G= 9.3 KN/m ² Q= 2.5 KN/m ²

Tableau II.8 Evaluation de G et Q sur la volée

II.5 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

II.5.1 définitions : Les poteaux sont des éléments généralement rectangulaires en béton armé, destiné à transmettre les charges aux fondations.

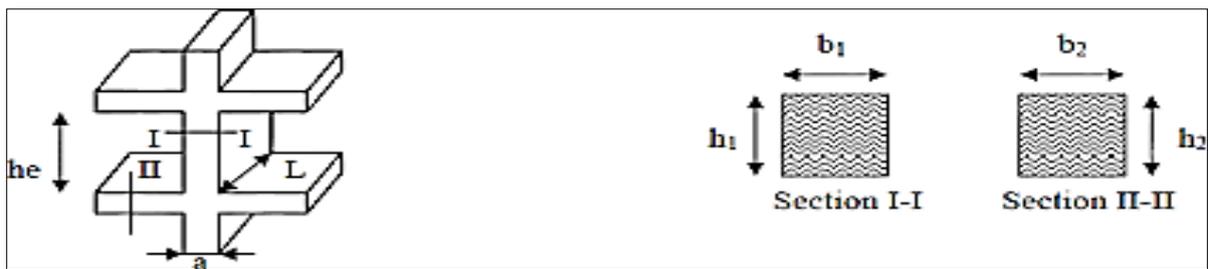


Figure II.8 Coupe coffrage et section d'un poteau

Sections de poteaux préalablement adoptés :

RDC+1^{er} : 45*45 cm²

2^{ème}+3^{ème} : 40*45 cm²

4^{ème}+5^{ème} : 40*40 cm²

6^{ème}+7^{ème} : 35*40 cm²

8^{ème} : 35*35 cm²

II.5.2 Descente de charge

La descente de charge est un moyen suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut jusqu'à la base de la structure. Effectué sur le poteau le plus sollicité,

elle a pour but d'évaluer les charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

• **Loi de dégression des charges :**

Pour tenir compte de la non-simultanéité de chargement à la valeur maximale réglementaire de tous les niveaux d'un bâtiment en exploitation, le maître d'ouvrage peut autoriser une dégression des charges variables du niveau le plus haut jusqu'à la base de la structure.

- ✓ 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..... $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) * (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$

A. Le poteau P1 : étage courant (à côté de la cage d'escalier)

Calcul de la surface afférente :

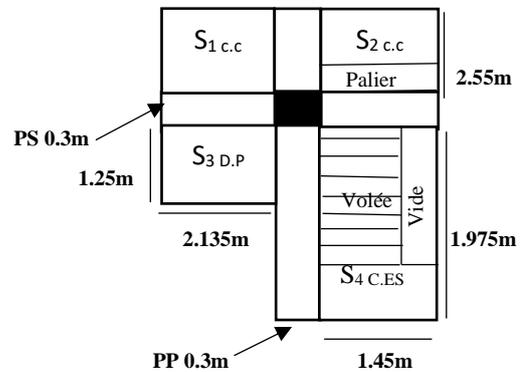
$S_1 = 2.135 * 2.55 = 5.44m^2$

$S_2 = 1.45 * 2.55 = 3.7m^2$

$S_3 = 2.135 * 1.25 = 2.66m^2$

$S_4 = 1.45 * 1.975 = 2.86m^2$

$\sum S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 14.66m^2$



Calcul des poids des poutres :

$L_{pp} = 2.55 + 1.975 = 4.525m$

$L_{ps} = 2.135 + 1.45 = 3.585m$

$G = 25 * 0.3 * 0.4 * (1.975 + 2.55 + 1.45 + 2.135) = 24.33KN$

Calcul des poids des poteaux : $G = \gamma * S * h_{e.c}$

RDC + 1^{er} : $45 * 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow G_{RDC} = 25 * 0.45^2 * 4.08 = 20.65KN$

$G_{1er} = 25 * 0.45^2 * 3.06 = 15.49KN$

2^{ème} + 3^{ème} : $40 * 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 * 0.4 * 0.45 * 3.06 = 13.77KN$

4^{ème} + 5^{ème} : $40 * 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 * 0.4^2 * 3.06 = 12.24KN$

6^{ème} + 7^{ème} : $35 * 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 * 0.35 * 0.4 * 3.06 = 10.71KN$

8^{ème} : $35 * 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 * 0.35^2 * 3.06 = 9.37KN$

Calcul des poids des planchers :

Terrasse inaccessible : $\rightarrow Q_{TI} = S_{aff} * Q_{TI} = 14.66 * 1 = 14.66KN$

Etage courant : (1^{er} au 8^{ème}) $\rightarrow G_{cc} = S_{aff} * G_{ec} = 14.66 * 5.61 = 81.4KN$

$$Q_{cc} = S_{aff} * Q_{ec} = 14.66 * 1.5 = 21.99 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = S_{aff} * G_{DP} = 14.66 * 6.06 = 88.83 \text{ KN}$$

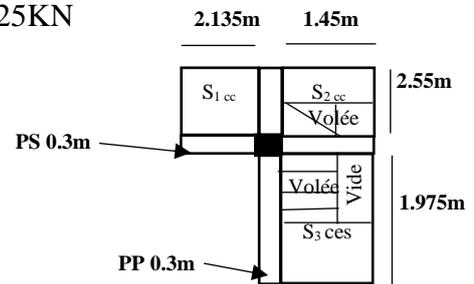
$$G_{esc} = 27.65 \text{ KN} ; Q_{esc} = 3.625 \text{ KN}$$

Rez de chaussée : $\rightarrow \sum S_{ass} = 12 \text{ m}^2$

$$G_{cc} = 5.61 * 12 = 67.32 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 1.5 * 12 = 18 \text{ KN}$$

$$G_{esc} = 7.25 \text{ KN}$$



II.5.3 Evaluation des charges G et Q pour le poteau P1

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N ₉	-plancher T.I -Poids poutres -Poids poteaux Σ	98.66 24.33 9.37 <u>132.36</u>	Q ₀ <u>14.66</u>
N ₈	-venant de N ₉ -poids plancher c.c -poids poutres -poids poteaux -poids plancher D.P -poids escaliers Σ	132.36 81.4 24.33 10.71 88.83 27.65 <u>365.28</u>	Q ₀ +Q ₁ <u>62.262</u>
N ₇	-venant de N ₈ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux -poids escaliers Σ	365.28 81.4 88.83 24.33 10.71 27.65 <u>598.2</u>	Q ₀ +0.95*(Q ₁ +Q ₂) <u>105.1095</u>
N ₆	-venant de N ₇ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux -poids escaliers Σ	598.2 81.4 88.83 24.33 12.24 27.65 <u>832.65</u>	Q ₀ +0.9*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃) <u>143.19</u>
N ₅	-venant de N ₆ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux Σ	832.65 81.4 88.83 24.33 12.24 27.65 <u>1067.1</u>	Q ₀ +0.85*(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄) <u>176.517</u>

	-poids escaliers ∑		
N ₄	-venant de N ₅ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux -Poids escaliers ∑	1067.1 81.4 88.83 24.33 13.77 27.65 <u>1303.08</u>	$Q_0+0.8*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ <u>205.08</u>
N ₃	-venant de N ₄ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux -poids escaliers ∑	1303.08 81.4 88.83 24.33 13.77 27.65 <u>1450.23</u>	$Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ <u>228.88</u>
N ₂	-venant de N ₃ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -Poids poutres -poids poteaux -poids escaliers ∑	1450.23 81.4 88.83 24.33 15.49 27.65 <u>1687.93</u>	$Q_0+0.7*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ <u>247.92</u>
N ₁	-venant de N ₂ -poids plancher c.c -poids plancher D.P -poids poutres -poids poteaux -poids escaliers ∑	1687.93 67.32 72.24 24.33 20.65 7.25 <u>1879.72</u>	$Q_0+0.65*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ <u>262.2</u>

Tableau II.9 Descente de charge du poteau P1

Après avoir effectué les calculs nécessaires pour les deux poteaux P1 et P2 afin de déterminer lequel des deux était le plus sollicité. Les résultats finals obtenus ont démontré que le poteau qui supportait le plus grand chargement était P1 ce qui fait de lui le poteau le plus sollicité d'après la descente de charge ci-dessus.

II.6 VERIFICATIONS

Les résultats obtenus du poteau P1 sont comme suit :

$$G=1879.72 \text{ KN} \quad Q=262.2 \text{ KN}$$

- Effort normal ultime :

$$N_u=1.35G+1.5Q \Rightarrow N_u=2930.922 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 Art B 8.1.1 l'effort normal ultime du poteau voisin de rive doit être majoré de 10% tel que :

$$N_u^* = 1.1 N_u \Rightarrow N_u^* = 3224.014 \text{ KN}$$

Les critères que doit vérifier le poteau le plus sollicité sont :

- ✓ Résistance à la compression simple
- ✓ Stabilité de forme (vérification du flambement)
- ✓ Vérification des exigences du RPA99version2003

1) Vérification à la compression simple :

La condition est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{N_u}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{B} \leq \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{N_u}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq 0.227 \text{ m}^2$$

à la base : $B = 0.45 * 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$

donc : $B_{calculé} = 0.227 \text{ m}^2 \not\leq B_{base} = 0.2025 \text{ m}^2$

La condition n'est pas vérifiée ce qui veut dire que l'augmentation de la section des poteaux à la base est nécessaire.

La vérification à la compression dans les autres niveaux du bâtiment sont résumé dans le tableau suivant :

Remarque : vérification à faire $B_{calculé} \leq B_{adopté}$

Niveau	N _u (KN)	N _u [*] (KN)	B _{adopté} (m ²)	B _{calculé} (m ²)	Observations
N ₉	200.67	220.74	0.1225	0.015	✓ C.V
N ₈	586.52	645.17	0.14	0.045	✓ C.V
N ₇	965.23	1061.75	0.14	0.074	✓ C.V
N ₆	1338.86	1472.75	0.16	0.103	✓ C.V
N ₅	1706.74	1877.38	0.16	0.132	✓ C.V
N ₄	2066.77	2273.44	0.18	0.16	✓ C.V
N ₃	2301.13	2531.24	0.18	0.178	✓ C.V
N ₂	2650.58	2915.63	0.2025	0.205	× N.V
N ₁	2930.922	3224.014	0.2025	0.22	× N.V

Tableau II.10 vérifications à la compression simple

2) Vérification à la stabilité de forme :

La condition est la suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha * \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton $\rightarrow B_r = (b-2) \cdot (h-2)$

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élançement

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

A_s : Section d'armature comprimés

f_e : Limite élastique = 400MPa

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

Pour le coefficient réducteur α :

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

$$\alpha = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tel que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{sachant que :} \quad l_f = 0.7 l_0 \rightarrow l_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow I = \frac{bh^3}{12}$$

Concernant la section d'armature comprimés A_s :

$$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r \quad \text{Soit :} \quad A_s = 1\% B_r$$

Donc :

$$B_r^{\text{calculé}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

La vérification au flambement dans les différents niveaux du bâtiment sont résumés dans le tableau suivant :

Remarque : vérification à faire $B_r \geq B_r^{\text{calculé}}$

Niveau	B (m ²)	N _u [*] (KN)	i (m)	λ	α	B _r (m ²)	B _r ^{calculé} (m ²)	Observations
N ₉	0.1225	220.74	0.101	18.435	0.8053	0.1089	0.0124	✓ C.V
N ₈	0.14	645.17	0.115	16.191	0.8151	0.1254	0.035	✓ C.V
N ₇	0.14	1061.75	0.115	16.191	0.8151	0.1254	0.059	✓ C.V
N ₆	0.16	1472.75	0.115	16.191	0.8151	0.1444	0.082	✓ C.V
N ₅	0.16	1873.38	0.115	16.191	0.8151	0.1444	0.104	✓ C.V
N ₄	0.18	2273.44	0.129	14.434	0.822	0.1634	0.125	✓ C.V
N ₃	0.18	2531.24	0.129	14.434	0.822	0.1634	0.139	✓ C.V
N ₂	0.2025	2915.63	0.129	14.434	0.822	0.1849	0.161	✓ C.V
N ₁	0.2025	3224.014	0.129	19.968	0.798	0.1849	0.183	✓ C.V

Tableau II.11 vérifications de la stabilité de forme

D'après les résultats que présente le tableau précédant, aucun poteau ne risque de flamber.

3) **Vérification des exigences du RPA99version2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

$$1/4 < b/h < 4$$

Toutes les exigences du RPA99version2003 sont vérifiées.

II.7 CONCLUSION

Le prédimensionnement de la structure nous a permis de d'attribuer au préalable les dimensions des éléments pour évaluer la descente de charge. Après avoir effectué les calculs nécessaires, les sections adoptés sont résumés dans le tableau suivant :

Eléments		Dimensions
Planchers	Corps creux	20+4
	Dalle pleine	e=15cm
Escaliers	R.D.C	e=15cm
	E.C	e=20cm
Poutres	Principales	(30*40) cm ²
	Secondaires	(30*35) cm ²
Poteaux	R.D.C+1 ^{er}	(50*50) cm ²
	2 ^{ème} +3 ^{ème}	(45*50) cm ²
	4 ^{ème} +5 ^{ème}	(45*45) cm ²
	6 ^{ème} +7 ^{ème}	(40*45) cm ²
	8 ^{ème}	40*40) cm ²
Voiles		e=20cm

Tableau II.12 Récapitulatif du prédimensionnement des éléments

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments qui constituent une construction sont classé en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires, ces derniers n'ont pas une fonction de contreventement, ce chapitre s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (plancher, escalier, poutre palière) selon le cheminement suivant : évaluation des charges et surcharges sur l'élément considéré, Calcul des sollicitations les plus défavorable, pour enfin aboutir a la détermination de la section des aciers nécessaire pour assurer la résistance de la structure et la possibilité de reprendre les charges en question en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91,CBA93 ,RPA99...).

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le type de plancher est choisie selon son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique (supporter les sollicitations externe)
- Résistance au feu
- L'isolation thermique et phonique
- Limitation des flèches question d'éviter les désordres dans les cloisons et revêtements

III.2.1. Calcul des planchers a corps creux

Un plancher en corps creux est constitué principalement des poutrelles en béton arme sur lesquelles reposent les hordes creuses, sur leur partie supérieure repose une dalle dite « dalle de compression » en béton arme avec des treillis a soudée.

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentre aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple tout en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a. Pré dimensionnement

Selon le redimensionnement du plancher, cette étude opte pour un plancher a corps creux telle que :

$H = (20+4)$ cm.

- Hourdis de 20cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Afin de calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes

- *Méthode forfaitaire ;
- *Méthode de Caquot.

III.2.1.2. La méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées Le BAEL91(Article. III,4) propose d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre condition sont vérifiées:

- Plancher a surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25
Avec L_i, L_{i+1} : longueur entre nu d'appuis de deux portées successives.

- Le moment d’inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

a. Principe de la méthode forfaitaire

○ **Les moments fléchissant**

✓ **En travée**

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d’exploitations et permanentes.

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

Avec : $M_0 = \frac{P \times l_i^2}{8}$

P : La charge répartie à l’état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l’appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l’appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée d la travée.

✓ **En appuis**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre a deux travées
- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre a plus de trois travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre a plus de trois travées.

Remarques

- ❖ 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 **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l’appui considéré ($0.15 M_0$).

○ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l’effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \quad V_0 = \frac{q l_i}{2}$$

M_g et M_d : Sont des moments sur appuis, on les prend avec leur signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique

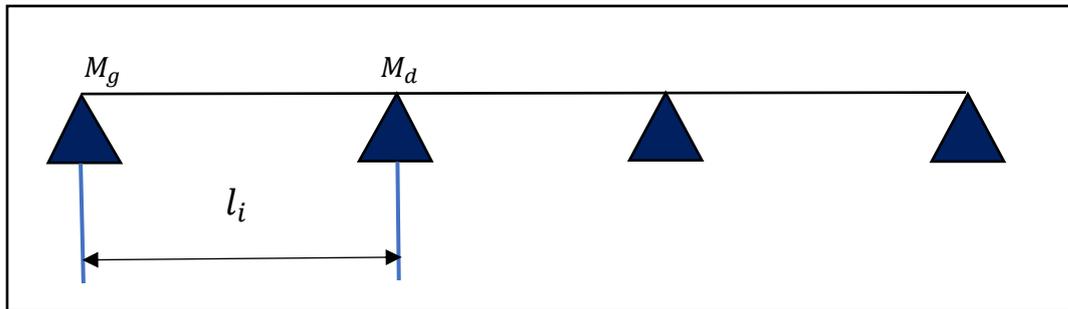


Figure III.1. Schéma statique de la poutre

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

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

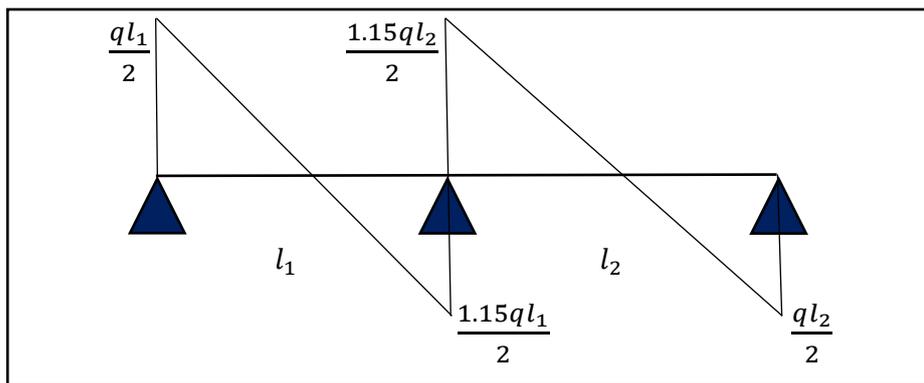


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

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

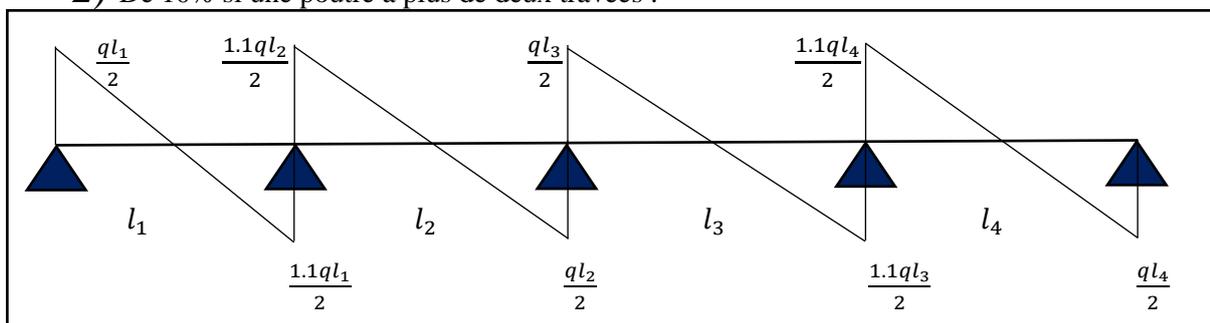


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.3. Méthode de Caquot

a. Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée ainsi qu'à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b. Principe de la méthode

Cette méthode se base sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifier et corrige pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers a surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle est aussi applicable à des planchers a surcharges modérées si l'une des condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Evaluation des moments**
- ✓ **En appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

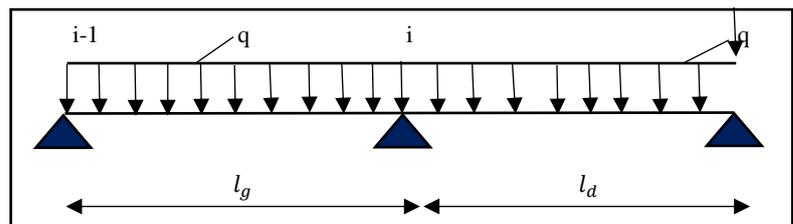


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

- ✓ **En travée**

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x) / dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

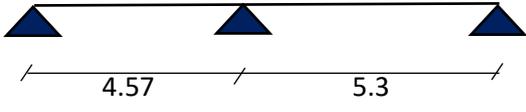
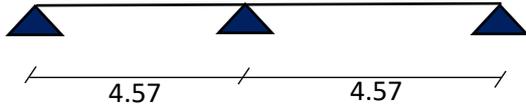
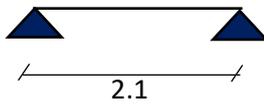
$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_U} \right], \quad M_{max}^t = M(x_0)$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

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

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

III.2.1.4 Différents types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{ere}	
2 ^{eme}	
3 ^{eme}	
4 ^{eme}	
5 ^{eme}	

a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times l_0$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

✚ Etage courant

A l'ELU : $q_u = [(1.35 \times 5.61) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.65$

$q_u = 6.385 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS : $q_s = (5.61 + 1.5) \times 0.65$

$q_s = 4.621 \text{ KN/m}^2$

✚ Terrasse inaccessible

$A'ELU : q_u = [(1.35 \times 6.73) + (1.5 \times 1)] \times 0.65$

$q_u = 6.88 \text{ KN/m}^2$

$A'ELS : q_s = (6.73 + 1) \times 0.65$

$q_s = 5.02 \text{ KN/m}^2$

q_u : la charge transmise à la poutrelle a L'ELU.

q_s : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

✚ Tableau récapitulatif

Nature	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	l ₀ (m)	Q _u	Q _s
Etage courant	5.61	1.5	0.65	6.385	4.621
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.02

Exemple de calcul : Type (Etage courant)

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

- $Q \leq \text{Min} (5.61 \times 2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 4.57/5.3 = 0.86$ compris entre 0.8 et 1.25 $\dots\dots\dots$ Vérifiée.
- F.P.N $\dots\dots\dots$ Vérifiée.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc elle est applicable pour le calcul.

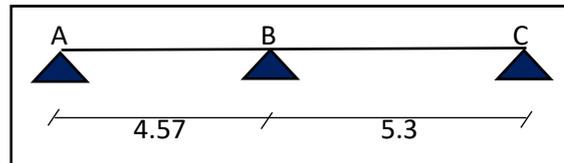


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

• Calcul des moments isostatique :

$A'ELU : M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.385 \times (5.3)^2}{8}$ $M_0 = 22.419 \text{ KN.m}$

$A'ELS : M_0 = \frac{4.621 \times (5.3)^2}{8}$ $M_0 = 16.22 \text{ KN.m}$

M₀ : Moment isostatique max

• Moments aux appuis :

$M_a = -0,15 M_0 = -3.36 \text{ KN.m}$

$M_b = -0,6 M_0 = -13.45 \text{ KN}$

• Les moments en travées :

Les moments en travée sont calculés en respectant les conditions suivantes :

$$M_{ti} \geq \max [1.05 ; 1+0.3 \times \alpha] \times M_{0i} - 0.5 \times (M_g + M_d) \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{ti} \geq 0.5 \times [1+0.3 \times \alpha] \times M_{0i} \rightarrow \text{Pour les travées intermédiaires} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{ti} \geq 0.5 \times [1.2+0.3 \times \alpha] \times M_{0i} \rightarrow \text{Pour les travées de rive} \dots\dots\dots(3)$$

Avec α : est un coefficient pris dans les calculs tel que :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.21$$

M_g et M_d : moment en appuis respectivement à gauche et à droite d'une travée considérée.

M_{ti} : Le moment maximal de la travée considérée.

M_{0i} : Le moment isostatique de la travée considérée.

$$M_t \geq 15.426 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 14.157 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (3)$$

$$M_{max} = 15.426 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU : $V_0 = \frac{P \times l}{2}$

Le calcul de V_0 se fait pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.385 \times 4.57}{2} \rightarrow V_A = 14.58 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{q_u \times l}{2} = -1.15 \times \frac{6.385 \times 4.57}{2} \rightarrow V_B = -16.77 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \times \frac{q_u \times l}{2} = 1.15 \times \frac{6.385 \times 5.3}{2} \rightarrow V_B = 19.46 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l}{2} = -\frac{6.385 \times 5.3}{2} \rightarrow V_C = -16.92 \text{ KN}$$

Tableau III.1 Sollicitations des différents types de poutrelles étage courant.

Types	ELU			ELS			V_u (max) (KN)
	M_a^{rive} (max) (KN.m)	M_a^{inter} (max) (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	M_a^{rive} (max) (KN.m)	M_a^{inter} (max) (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	
1	-3.363	-11.20	16.59	-2.433	-8.11	12	18.61
2	-3.36	-13.45	15.426	-2.433	-9.732	11.16	19.46
3	-2.5	-10	11.46	-1.809	-7.236	8.297	16.77
4	-0.527	/	3.519	-0.382	/	2.547	6.70
5	-3.363	/	22.42	-2.433	/	16.22	16.92

Tableau III.2 Sollicitations des différents types de poutrelles terrasse inaccessible.

Types	ELU			ELS			V_u (max) (KN)
	M_a^{rive} (max) (KN.m)	M_a^{inter} (max) (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	M_a^{rive} (max) (KN.m)	M_a^{inter} (max) (KN.m)	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	
1	-3.363	-11.20	16.59	-2.433	-8.11	12	18.61
2	-3.624	-14.49	16.67	-2.643	-10.572	12.15	20.96
3	-2.694	-10.776	12.39	-1.96	-7.866	9.049	18.07
4	-0.568	/	3.792	-0.415	/	2.767	7.224
5	-3.623	/	24.157	-2.643	/	17.62	18.23

III.2.1.5. Les sollicitations les plus défavorables :

Type de plancher	$M_{travée}^{max}$ (KN.m)	$M_a^{inter}(max)$ (KN.m)	$M_a^{rive}(max)$ (KN.m)	$V_u(max)$ (KN)
Etage courant	22.42	-13.45	-3.363	19.46
Terrasse inaccessible	24.157	-14.49	-3.624	20.96

Tableau III.3 Sollicitation maximale dans les poutrelles

III.2.1.6 Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles :

➤ **Ferrailage longitudinale :**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après :

✚ **Exemple de calcul**

Plancher étage courant

Les sollicitations maximales

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{eff} = 65cm \\ b_0 = 15cm \\ h = 24cm \\ h_0 = 4cm \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 Mpa \\ f_{c28} = 25 Mpa \\ d = 22cm \\ d' = 2cm \end{array} \right.$$

$$Elu \left\{ \begin{array}{l} M_t = 22.42 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -13.45 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3.363 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 19.46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression (Mtu)

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{eff} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 73.84$$

$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times (0.22)^2} = 0.05 < 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \rightarrow z = 0.21m$$

$$A = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 3.06 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_t^{min} = 1.72 cm^2$$

$A=3.06cm^2 > A_t^{min} = 1.72cm^2$ on ferraille avec A : **3HA12=3.39cm²**

- ❖ **Ferraillage en appuis**
- **Appuis intermédiaire**

$\mu_{bu} = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.186$ Pivot A

$\mu_{bu} = 0.03 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.038$

$z = d(1 - 0.4 \alpha) \rightarrow z = 0.21m$

$A_a^{inter} = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} \rightarrow A_a^{inter} = 1.84cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_t^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.15 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400}$

$A_t^{min} = 0.39cm^2 < A_a^{inter} = 1.84cm^2$ On ferraille avec : **2HA12=2.26cm²**

- **Appuis de rive**

$\mu_{bu} = 0.007 ; \alpha = 0.009 ; z = 0.22$

$A_a^{rive} = 0.44cm^2$

$A_t^{min} = 0.39cm^2 < A_a^{rive} = 0.44cm^2$ On ferraille avec A : **1HA8=0.50cm²**

Plancher		Ferraillage longitudinale			Ferraillage transversale	
		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	S_t (cm)
EC + TI	Travée	3.06	1.72	3HA12=3.39	2HA6= 0.57	10
	Appuis inter	1.84	0.39	2HA12=2.26		
	Appuis de rive	0.44	0.39	1HA8=0.5		

Tableau III.4 Résumé de ferraillage longitudinal et transversal des différents niveaux

Choix de ferraillage :

En travée3HA12 = 3.39 cm ²
En appuis intermédiaire.... 2HA12= 2,26 cm ²
En appuis de rive1HA8 = 0,5 cm ²

➤ **Ferraillage transversal**

$\phi_t \leq (\phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (8mm; 6.85mm; 15mm)$

On prend $\phi_t = 6mm$ donc $A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$

III.2.1.7. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

Exemple de calcul :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \times d} = \frac{(19.46 \times 10^{-3})}{0.15 \times 0.22} = 0.88 Mpa$$

La fissuration est peu nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 Mpa \right) = 3.33 Mpa \text{ Alors :}$$

$\tau_u = 0.88 Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa$ Alors la condition est vérifiée

2. l'espacement (St)

$$1) St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 38 \text{ cm}$$

$$3) St \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u \times 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 47.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \underline{St = 15 \text{ cm}}$$

3. Vérification des armatures longitudinales AS vis-à-vis de l'effort tranchant V^{max}

- En appuis de rive

$$A_s^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{max} \Rightarrow A_s^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 19.46 \times 10^{-3} = 0.56 cm^2$$

Or que on a : $A_l = 3.39 + 0.5 = 3.89 cm^2 > 0.56 cm^2 \rightarrow$ la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{max} + \frac{M_a^{inter}}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l = \frac{1.15}{400} \left(19.46 \times 10^{-3} + \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) \quad \underline{A_l = 2.51 cm^2}$$

On a : $A_l = 3.39 + 2.26 = 5.65 cm^2 > 0.56 cm^2 \rightarrow$ pas de vérification a faire pour l'appui intermédiaire.

4. Vérification de la bielle

$$V^{max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ Avec } a = 0.9 \times d = 19.8 \text{ cm}$$

$$\rightarrow : V^{max} = 19.46 KN < 108.135 KN$$

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V^{max}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$\tau_u = 0.94 Mpa < 3.33 Mpa \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

Alors y'a pas de risque de rupture a la jonction table nervure.

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- **En travée**

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} \cdot 15A(d - h_0) = -395.3 < 0$$

→ Section en T : l'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Calcul de Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$7.5y^2 + 250.85y - 1518.7 = 0$$

$$\boxed{\sqrt{\Delta} = 329.37} \rightarrow \boxed{y = 5.27 \text{ cm}}$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow \boxed{I = 17370 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.62 \times 10^{-3}}{17370} \times 5.27 \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'écoulement du béton)

- **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \leftrightarrow \frac{0.24}{5.3} \geq \frac{11.16 \times 10^{-3}}{15 \times 17.62 \times 10^{-3}} \leftrightarrow 0.045 > 0.042 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ (2): \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \leftrightarrow \frac{3.39}{15 \times 22} \leq \frac{3.6}{400} \leftrightarrow 0.01 \not\leq 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ (3): L \leq 8 \text{ cm} \leftrightarrow 5.3 \text{ cm} < 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Une condition parmi les trois conditions n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

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

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

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

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

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

Remarque :

Les différents moments M_j^{ser} , M_g^{ser} , M_p^{ser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 0.5\right) \rightarrow f_{adm} = \frac{530}{1000} + 0.5 \rightarrow f_{adm} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} G = 5.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ j = 4.3 \text{ KN/m}^2 \\ P = 7.11 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} M_g^{ser} = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 12.80 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 9.81 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = P \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 16.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $G_{revetement}$ (étage courant) = 1.31 KN/m² et : $j = G - G_{revetement}$; $P = G + Q$

• Propriété de la section :

✚ Module de Young instantané et différé : $\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \\ E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32164.2 \text{ MPa} \end{cases}$

✚ Le moment d'inertie de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')} = \frac{\frac{15 \times (24)^2}{2} + (65 - 15) \times \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \times 22)}{(15 \times 24) + (65 - 15) \times 4 + 15(3.39)} \quad Y_G = 9.6 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times Y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{Y_G - h_0^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 38991 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul de coefficient ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{15 \times 22} \rightarrow \rho = 0.0102$$

✚ Calcul des coefficients λ_v et λ_i :

$$\lambda \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0) \times \rho} = 3.82 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.528 \end{cases}$$

✚ Calculs des contraintes de traction σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} = 184.92 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} = 141.72 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^P = 15 \times M_{ser}^P \frac{(d-y)}{I} = 234.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

✚ Calcul des coefficients μ_g ; μ_j ; μ_P :

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.619 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.53 \\ \mu_P = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^P + f_{t28}} \right) = 0.68 \end{cases}$$

✚ Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1.1l_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = 12748 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1l_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = 14180.4 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1l_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = 11921.8 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1l_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = 22042.03 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 0.0087 \text{ m} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0.006 \text{ m} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 0.011 \text{ m} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 0.015 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.00113 \text{ m} < \bar{f} = 0.0103 \text{ m}$$

Commentaire : La flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage courant $A_{travée} = 3.39 \text{ cm}^2$, donc on doit augmenter le ferrailage à $A_{choisis} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Tous les calculs de ferrailage et vérifications à l'ELU et l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Vérification à l'ELU :**

	Armature longitudinale		Bielle (KN)	Jonction Table nervure	Cisaillement (MPa)
	Appuis intermédiaire (cm ²)	Appuis Rive (cm ²)			
Terrasse	5.65	3.89	20.96 < 198.24	1.01 < 3.33	0.63 < 3.33
Etage courant	5.65	3.89	19.46 < 198.24	0.94 < 3.33	0.88 < 3.33

Tableau III.5 Vérification à l'ELU

➤ **Vérifications à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

Plancher	position	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	17.59	3.39	5.27	17370	5.3	15	Condition vérifiée
	Appuis inter	10.55	2.26	4.3	12342.686	3.67	15	Condition vérifiée
Etage courant	Travée	16.62	3.39	5.27	17370	5.04	15	Condition vérifiée
	Appuis inter	9.73	2.26	4.3	12342.686	3.4	15	Condition vérifiée

Tableau III.6 Vérifications des contraintes dans les différents niveaux

➤ **Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage**

Remarques

Cette vérification est faite après l'augmentation de ferrailage en travée au niveau de terrasse Inaccessible à 3HA12=3,39 cm². Et aussi niveau de l'étage courant à 4HA12=4.52 cm².

Plancher	Terrasse	Etage courant		Terrasse	Etage courant
L(m)	5.3	5.3	σ_{st}^j (MPa)	221.62	141.72
b (cm)	65	65	σ_{st}^p (MPa)	254.56	234.33
b ₀ (cm)	15	15	μ_g	0.73	0.69
G (KN/m ²)	6.73	5.61	μ_j	0.73	0.63
Q (KN/m ²)	1	1.5	μ_p	0.76	0.75
j (KN/m ²)	3.46	4.3	I _{fgi} (cm ⁴)	14320	15371.2
P (KN/m ²)	7.73	7.11	I _{fji} (cm ⁴)	14320	16312.6
M _g (KN.M)	15.34	12.80	I _{fpi} (cm ⁴)	13930	14532.54
M _j (KN.M)	15.34	9.81	I _{fgv} (cm ⁴)	24360	25542.57
M _P (KN.M)	17.62	16.22	f _{gi} (m)	0.00935	0.007
Y _G (cm)	10	10	f _{ji} (m)	0.00935	0.005
I ₀ (cm ⁴)	41549.87	41549.87	f _{pi} (m)	0.011	0.009
ρ	0.013	0.0136	f _{gv} (m)	0.016	0.013
λ_t	3	2.86	f	0.0083	0.01
λ_v	1.2	1.144	\bar{f}	0.0103	0.0103
σ_{st}^g (MPa)	221.62	184.92	Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.7 Vérification de la flèche dans les différents niveaux

III.2.1.8 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; 33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance fe=400 MPa.

•Armatures perpendiculaires à la nervure

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{selon le CBA (B.6.8.4.2.3)}$$

On adopte : 5HA15=0.98 cm²/ml Espacement : S_t = 20cm ≤ 20cm

•Armatures parallèles à la nervure

$$A_{\parallel} = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4HA5=0.79 cm² /ml **Espacement** : $S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé Ø5 (150x150) mm².

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			

Tableau III.8 Schémas de ferrailage des poutrelles :

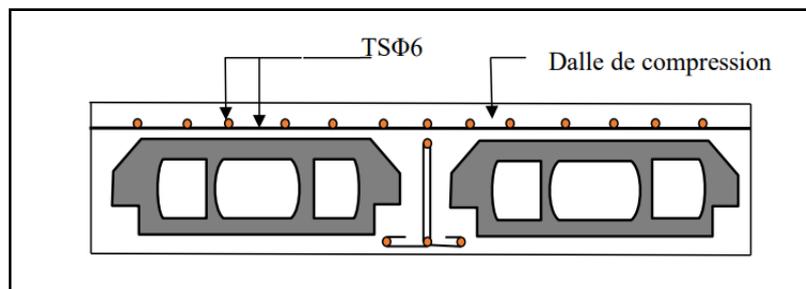


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Etude des dalles pleines

III.2.2.1. Méthode de calcul des sollicitations :

- Exemple de calcul
- ✚ Dalle pleine type DP8 (étage courant) :

$G=6.06 \text{ KN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$\left\{ \begin{aligned} p_u &= 1.35 * 6.06 + 1.5 * 1.5 = 10.43 \text{ KN/m}^2 \\ p_s &= 6.06 + 1.5 = 7.56 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.$

travée	dalle sur 1 appui i	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{P \cdot L_y}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 * M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 * M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 * M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 * M_0^y$					
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L_x^2}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L_x^2}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2}$

Tableau III.9 formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.2} = 0.41 \geq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens

ELU $\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.1088 \\ \mu_y &= 0.2500 \end{aligned} \right.$

ELS $\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.1110 \\ \mu_y &= 0.2924 \end{aligned} \right.$

ELU $\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 12.92 \text{ KN.m} \\ M_0^y &= 3.819 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

ELS $\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 9.37 \text{ KN.m} \\ M_0^y &= 2.76 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

ELU $\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 10.98 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 2.86 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

ELS $\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 7.96 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 2.07 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

ELU $\left\{ \begin{aligned} M_a^x &= 5.17 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= 1.91 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

ELS $\left\{ \begin{aligned} M_a^x &= 3.755.17 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= 1.38 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

III.2.2.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaires $b_d \times h_d$, avec : $b_d = 100\text{cm}$; $h_d = e = 15\text{cm}$; $d = h_d - c = 13\text{cm}$. (c=enrobage=2cm)

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous :

Dalle pleine	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	
DP1(dalle sur trois appuis)	M_t^x	16.4	0.068	0.088	0.12	3.92	1.2	6HA12=6.79	25
	M_t^y	1.76	0.00733	0.0919	0.13	0.4	1.23	4HA10=3.14	30
	M_a^x	5.79	0.024	0.03	0.13	1.27	1.57	4HA8= 2.01	25
DP8(dalle sur trois appuis)	M_t^x	10.98	0.045	0.057	0.127	2.48	1.01	4HA10=3.14	25
	M_t^y	2.86	0.01	0.01	0.129	0.637	1.01	4HA10=3.14	30
	M_a^x	5.17	0.02	0.025	0.129	1.15	0.78	4HA5=0.79	25
DP9(dalle sur deux appuis)	M_t^x	0.65	0.0027	0.0033	0.13	0.14	1.25	4HA8=2.01	25
	M_t^y	0.53	0.002	0.0027	0.13	0.11	1.2	4HA8=2.01	30
	M_a^x	0.23	0.0009	0.0011	0.13	0.05	1.57	4HA8=2.01	25

Tableau III.10 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant

Dalle pleine	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	
DP1(dalle sur trois appuis)	M_t^x	17.47	0.035	0.11	0.12	4.92	1.2	5HA14=7.7	25
	M_t^y	2.71	0.013	0.016	0.13	0.7	1.37	4HA10=3.14	30
	M_a^x	6.16	0.025	0.031	0.13	1.36	1.57	4HA8= 2.01	25
DP8(dalle sur trois appuis)	M_t^x	11.696	0.048	0.0615	0.126	2.66	1.01	4HA10=3.14	25
	M_t^y	3.051	0.0127	0.0159	0.129	0.67	1.01	4HA10=3.14	30
	M_a^x	5.504	0.048	0.0615	0.129	1.22	0.78	4HA5=0.79	25
DP9(dalle sur deux appuis)	M_t^x	0.69	0.0029	0.00363	0.13	0.127	1.25	4HA8=2.01	25
	M_t^y	0.57	0.00239	0.00299	0.13	0.054	1.2	4HA8=2.01	30
	M_a^x	0.246	0.001	0.0012	0.13	0.044	1.57	4HA8=2.01	25

Tableau III.11 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse

III.2.2.3. Vérification à l'ELU

- Vérifications de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b*d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

III.2.2.4. Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contrainte on procède de la même manière que dans le calcul des poutrelles on utilisant les même formules on prenant $h_0 = 0$ et $b_0 = b$.

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le Tableau suivant :

Tableau III.12 Vérification des contraintes dans les dalles de l'étage courant

Etage courant									
DP	Sens	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	Travée	M_t^x	12.12	7	15	Vérifiée	287.78	201.63	Non Vérifiée
		M_t^y	1.84	0.1	15	Vérifiée	4	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	4.27	2.46	15	Vérifiée	99.37	201.63	Vérifiée
		M_a^y	0.65	0.37	15	Vérifiée	14.94	201.63	Vérifiée
DP8	Travée	M_t^x	7.96	4.34	15	Vérifiée	211.47	201.63	Non Vérifiée
		M_t^y	2.07	1.13	15	Vérifiée	55.1	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	5.17	2.82	15	Vérifiée	137.4	201.63	Vérifiée
		M_a^y	1.91	1.04	15	Vérifiée	50.67	201.63	Vérifiée
DP9	Travée	M_t^x	0.55	0.35	15	Vérifiée	22.05	201.63	Vérifiée
		M_t^y	0.48	0.31	15	Vérifiée	19.53	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	0.19	0.12	15	Vérifiée	4.56	201.63	Vérifiée
		M_a^y	0.17	0.11	15	Vérifiée	6.93	201.63	Vérifiée

Tableau III.13 Vérification des contraintes dans les dalles de la terrasse

Terrasse									
DP	Sens	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	Travée	M_t^x	12.76	6.73	15	Vérifiée	249.93	201.63	Non Vérifiée
		M_t^y	1.98	1.54	15	Vérifiée	0.49	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	4.5	2.92	15	Vérifiée	183.96	201.63	Vérifiée
		M_a^y	0.7	0.45	15	Vérifiée	28.35	201.63	Vérifiée
DP8	Travée	M_t^x	8.55	4.66	15	Vérifiée	227.06	201.63	Non Vérifiée
		M_t^y	2.229	1.216	15	Vérifiée	59.25	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	4.0252	2.195	15	Vérifiée	106.95	201.63	Vérifiée
		M_a^y	1.4865	0.81	15	Vérifiée	39.46	201.63	Vérifiée
DP9	Travée	M_t^x	0.5096	0.33	15	Vérifiée	20.79	201.63	Vérifiée
		M_t^y	0.4244	0.27	15	Vérifiée	17.01	201.63	Vérifiée
	Appui	M_a^x	0.18	0.11	15	Vérifiée	6.39	201.63	Vérifiée
		M_a^y	0.148	0.096	15	Vérifiée	6.048	201.63	Vérifiée

Remarque : On remarque l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié dans la dalle DP1 et DP8 dans le niveau terrasse don on doit recalculer a L'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

Choix de ferrailage :

Après augmentation du ferrailage pour chaque une des deux dalles DP1 et DP8

$$DP2= 4HA12=4.52 \text{ cm}^4$$

Etage courant								
DP	Sens	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	Travée	M_t^x	12.12	6.37	15	201.60	201.63	Vérifiée
DP8	Travée	M_t^x	7.96	4.213	15	196.53	201.63	Vérifiée

Terrasse inaccessible								
DP	Sens	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	Travée	M_t^x	12.76	6.68	15	133.17	201.63	Vérifiée
DP8	Travée	M_t^x	8.55	4.045	15	160.27	201.63	Vérifiée

Tableau III.14 vérifications des contraintes après avoir recalculé à l'ELS :

III.2.2.5. Vérification de la flèche

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max}\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{st}}{20 \cdot M_0}\right) \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots\dots\dots (3)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges. **Etage courant :**

G=6.06 KN/m Q=1.5 KN/m

J=G-G_{revetement}= 6.06-1.31 → j=4.75 KN/m

P= G+Q = 6.06+1.5 → P=7.56 KN/m

Terrasse inaccessible :

G=7.12 KN/m Q=1 KN/m

J=3.85 KN/m P=8.12 KN/m

✚ Evaluation de la flèche :

$$f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Pour une console.}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines pour l'Etage courant est résumée sur le tableau ci-dessous :

✚ La vérification des conditions de flèche des dalles pleines pour Terrasse inaccessible est

DP	niveau	Condition		M_g (KN.m)	M_J (KN.m)	M_P (KN.m)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{Pi} (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)
DP1		x	oui	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		y	non	13.17	10.32	16.43	3.9	8.5	3.02	4.9	6.5	8.34
DP8		x		6.38	5	7.96	0.11578	0.3208	0.07919	0.22872	0.3545	2.6
		y		1.88	1.47	2.35	0.1808	0.5426	0.1417	0.2256	0.4456	6.4
DP9	Etage courant	x	non	1.28	1	1.59	0.0197	0.05861	0.0154	0.0244	0.0479	2.6
		y	non	1.48	1.16	1.85	0.02643	0.07859	0.02072	0.03304	0.06448	2.8
Observation		Vérifiée										

DP	niveau	Condition		M_g (KN.m)	M_J (KN.m)	M_P (KN.m)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{Pi} (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)
DP1		x	oui	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		y	non	15.47	8.37	17.64	4.63	10	2.4	5.3	8.27	8.34
DP8		x		7.5	4.05	8.55	0.1937	0.4462	0.06419	0.2750	0.4633	2.6
		y		2.221	1.198	2.527	0.2125	0.6375	0.1149	0.2423	0.5524	6.4
DP9	Terrasse inaccessible	x	non	1.5	0.81	1.71	0.0246	0.0734	0.0133	0.0279	0.0634	2.6
		y	non	1.5	0.81	1.71	0.0286	0.0851	0.0154	0.0326	0.736	2.8
Observation		Vérifiée										

Tableau III.15 récapitulatif des vérifications de la flèche dans l'étage courant et terrasse inaccessible.

III.2.3. Calcul des escaliers : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois, Ils sont calculés en flexion simple,

$\alpha = 29.53^\circ$ $L = 5.89m$

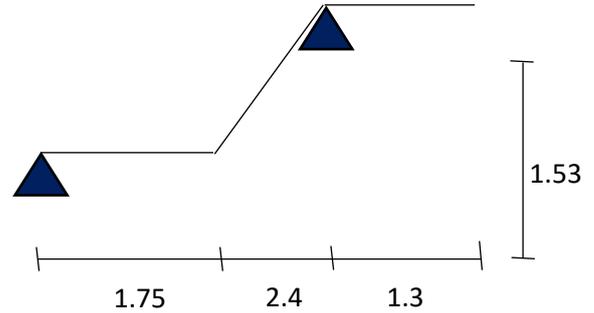
$$\begin{cases} l_p = 1.3m \\ l'_p = 1.75m \\ l_v = 2.4m \\ H = 1.53m \end{cases} \quad \begin{cases} h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases}$$

$\begin{cases} n = 9 \text{ contre marche} \\ n - 1 = 8 \text{ marche} \end{cases}$

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

$\frac{589}{30} \leq e \leq \frac{589}{20}$

$19.63 \leq e \leq 29.45$ $e = 20cm$



• Le chargement :

✓ Sur la volée $\begin{cases} G_V = 7.55 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

✓ Sur le palier $\begin{cases} G_P = 5.06 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

• Combinaison de charges :

➤ Sur la volée :

ELU : $q_{vu} = 13.94 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{vs} = 10.05 \text{ KN/ml}$

➤ Sur le palier :

ELU : $q_{pu} = 10.58 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ps} = 7.56 \text{ KN/ml}$

• Les sollicitations :

Calcul RDM :

ELU :

$\sum F_x = 0 \rightarrow RA + RB + (-10.58 \cdot 1.75) + (-13.94 \cdot 2.4) + (-10.58 \cdot 1.3) = 0$

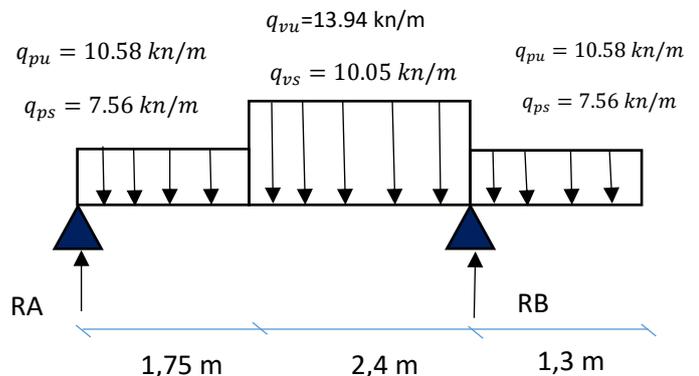
$\rightarrow RA + RB = 65.725 \text{ KN}$

ELS :

$\sum F_x = 0 \rightarrow RA + RB + (-7.56 \cdot 1.75) + (-10.05 \cdot 2.4) + (7.56 \cdot 1.3) = 0$

$\rightarrow RA + RB = 47.18 \text{ KN}$

ELU :



$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 4.15 RB + (-10.58 * \frac{1.75^2}{2}) + (-13.94 * \frac{2.4^2}{2} * 4.2) + (-10.58 * \frac{1.3^2}{2} * 4.2) = 0$$

$$RB = \frac{16.2 + 168.62 + 37.55}{4.15} = 53.58 \text{ KN} \quad RA = 12.14 \text{ K}$$

ELS :

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 4.15 RB + (-7.56 * \frac{1.75^2}{2}) + (10.05 * \frac{2.4^2}{2} * 4.2) + (-7.56 * \frac{1.3^2}{2} * 4.2) = 0$$

$$RB = \frac{11.57 + 121.56 + 26.83}{4.15} = 38.54 \text{ KN} \quad RA = 8.64 \text{ KN}$$

$$A' \text{ ELU} \begin{cases} M_t^{\max} = 5.51 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -3.24 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 18.015 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A' \text{ ELS} \begin{cases} M_t^{\max} = 3.87 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -2.28 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 12.99 \text{ KN} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Le calcul se fait comme pour section rectangulaire (b*h) :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm (1ml)} \\ h = e = 20 \text{ cm} \\ d = h - d' = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

→ Flexion simple :

✚ En travée :

$$\mu_{bu} = 0.0119 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0119 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{tu}}{z * f_{st}} = \frac{5.51 * 10^{-3}}{0.18 * 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{calculé} = 0.88 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

et on choisit : **5HA8=2.51 cm²**

- Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{choisit}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{\underline{4\text{Ø}8=2.01 \text{ cm}^2}}$$

- Espacement :

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

✚ En appui :

$$\mu_{bu} = 0.00704 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.00704 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{3.24 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0088$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{calculé} = 0.51 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

et on choisit : **5HA8=2.51 cm²**

- **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{choisit}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{\underline{4\text{Ø}8=2.01 \text{ cm}^2}}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (8060 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications : A l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4\right)$$

$$\tau_u = \frac{18.015 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(2.17 ; 4) = 2.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries et $A' = 0$ donc on vérifie :

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

✚ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ tel que : } M_{ser} = 3.87 \text{ KN.m}$$

Calcul de y :

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

$$50y^2 + 37.65y - 677.7 = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 370$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{1}{3}(3.32)^3 + 15 \times 2.51(18 - 3.32)^2 \quad \underline{I=8117.34 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ En appui :

✚ Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \Rightarrow \frac{20}{589} = 0.034 < 0.0625 \dots$ condition non vérifiée.
- 2) $\frac{A_t}{b.d} < \frac{2}{f_e}$
- 3) $l < 8m$

BAEL 91 ; A 6.5.2

Inutile de vérifier les autres conditions tant que la 1ere condition n'est pas vérifiée, et dans ce cas-là on doit vérifier la flèche.

✚ Vérification de la flèche :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{2.84+1.75}{500} = 0.83m \quad (l \leq 5m).$$

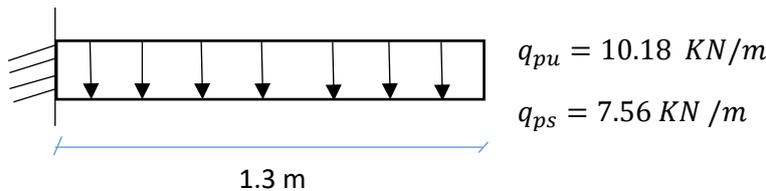
$$Y_G = 10.14 \text{ cm}$$

$$I_0 = 69031.86 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 322.54 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 257.43 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 415.31 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{f_{gi}} = 41135 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 75934 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 21647 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 56742 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} f_{gi} = 1.5477 * 10^{-3} \\ f_{ji} = 6.691 * 10^{-4} \\ f_{pi} = 3.787 * 10^{-3} \\ f_{gv} = 3.335 * 10^{-3} \end{cases}$$

L (m)	b(m)	h(m)	M _{ser} ^g	M _{ser} ^j	M _{ser} ^p	Δf(m)	f̄(m)	Observation
4.15	1	0.2	11.89	9.49	15.31	0.0049	0.83	Vérifiée

Partie du palier de repos : comme une console



ELU :

$$M_u = \frac{q_{pu} * l^2}{2} = \frac{10.58 * 1.3^2}{2} = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u * l = 10.58 * 1.3 = 13.75 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = \frac{q_{ps} * l^2}{2} = \frac{7.56 * 1.3^2}{2} = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s * l = 7.56 * 1.3 = 9.82 \text{ KN}$$

-Calcul du ferrailage :

ELU : Le ferrailage se fait sur une bonde de 1ml : (flexion simple)

L (m)	b(m)	h(m)
1.3	1	0.2

$$\mu_{bu} = 0.0194 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0194 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{0.18 \times 345} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.024$$

✚ Condition de non fragilité :

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

$$A_{calculé} = 1.43 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{On choisit } 4\text{HA}8 + 1\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

✚ -Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{choisit}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

✚ -Espacement :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications : A l'ELU :

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4\right)$$

$$\tau_u = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.076 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(2.17 ; 4) = 2.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries et $A' = 0$ donc on vérifie :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$Y = 3.32 \text{ cm} \quad I = 8481.07 \text{ cm}^4$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

✚ Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{130} = 0.153 \geq 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.00112 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$l < 8m \Rightarrow 1.3m < 8m$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

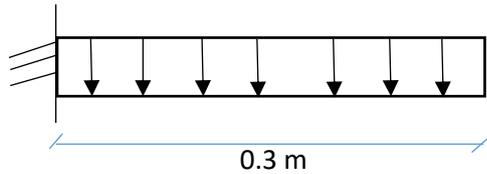
Escalier RDC :

Volée 01 :

$$\alpha = 48.57^\circ \quad l_v = 0.45m \quad H = 0.34m \quad l_0 = 0.3m$$

$$\begin{cases} h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \begin{cases} q_{vu} = 13.94KN/ml \\ q_{vs} = 10.05KN/ml \end{cases}$$

Comme une console :



$$ELU : M_u = \frac{q_{vu} * l^2}{2} = \frac{13.94 * 0.3^2}{2} = 0.63 KN.m$$

$$V_s = q_u * l = 13.94 * 0.3 = 4.18 KN$$

$$ELS : M_s = \frac{q_{vs} * l^2}{2} = \frac{10.05 * 0.3^2}{2} = 0.45 KN.m$$

$$V_s = q_s * l = 10.05 * 0.3 = 3.01 KN$$

ELU : Calcul de ferrailage :

$$b = 1ml = 100cm$$

$$h = e = 15cm$$

$$d = h - d' = 15 - 2 = 13cm$$

→ Flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{0.63 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = \mu_{bu} = 0.00262 < 0.186 \quad \text{Pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$\mu_{bu} = 0.00262 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{0.63 * 10^{-3}}{0.13 * 348} = 0.14 cm^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 * \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

$$A_{calculé} < A_{min} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} \text{ et on choisit } \underline{4HA8 = 2.01 cm^2}$$

✚ Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A^{choisit}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 cm^2 \quad \text{Soit : } \underline{2\emptyset 8 = 1.01 cm^2}$$

✚ Espacement :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}; \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications : A l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4\right)$$

$$\tau_u = \frac{4.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.032 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(2.17; 4) = 2.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

FPN et $A' = 0$ on vérifie que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad M_s = 0.45 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-3} y - 15 \times 2.01 \times 10^{-3} \times 0.13 = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 0.084$$

$$Y = 5.38 \text{ cm}$$

• **L'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} (5.38)^3 + 15 \times 2.01 (18 - 5.38)^2 \quad \underline{\underline{I = 5766.63 \text{ cm}^4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.419 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \text{ (Condition vérifiée)}$$

✚ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 \geq 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.115 \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{0.45}{10 \times 0.45} = 0.1$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e}$$

$$l < 8m \Rightarrow$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

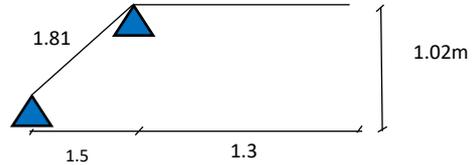
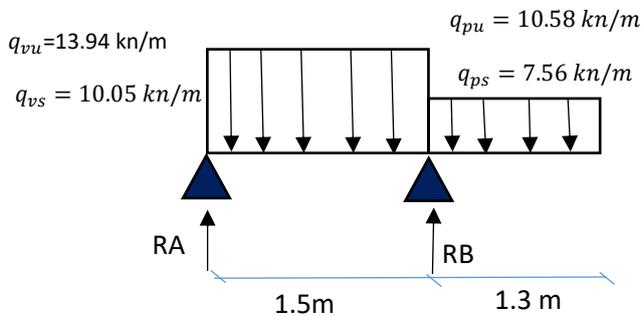
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Volée 02 :

$l_p = 1.3m$ $l_v = 1.81m$ $l_0 = 1.5m$

$A=32.51^\circ$ $h=17cm$ $g=30cm$ $H=1.02m$

✚ Calcul des sollicitations :



$$M_t = 0.85M_{max} \begin{cases} ELU = 1.78 KN.m \\ ELS = 0 \end{cases}$$

$$M_a = 0.5M_{max} \begin{cases} ELU = -1.05 KN.m \\ ELS = 0 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU = 7.66 KN \\ ELS = 5.55 KN \end{cases}$$

• Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b*h) de 1ml

$b = 1ml = 100cm$

$h = e = 15 cm$

$d = h - d' = 15 - 2 = 13 cm$

Flexion simple

ELU :

$f_{c28} = 25 MPA$ $f_e = 400MPA$ $f_{bu} = 14.2 MPA$ $f_{t28} = 2.1 MPA$

✚ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = \mu_{bu} = 0.0074 < 0.186 \quad \text{Pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPA$$

$\mu_{bu} = 0.0074 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 0.39 cm^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

$A_{calculé} < A_{min} \rightarrow$ on ferraille avec A_{min} et on choisit 4HA8=2.01 cm²

✚ Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A^{choisit}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{2\text{Ø}8=1.01\text{cm}^2}$$

✚ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (60\text{cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Vérifications : A l'ELU :

✚ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{1.05 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = \mu_{bu} = 0.0043 < 0.186 \quad \text{Pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = 0.0043 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{1.05 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{calculé} < A_{min} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} \text{ et on choisit } \underline{4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2}$$

✚ **Armature de répartition**

$$A_r \geq \frac{A^{choisit}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{2\text{Ø}8=1.01\text{cm}^2}$$

✚ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (45\text{cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4\right)$$

$$\tau_u = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.058 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(2.17 ; 4) = 2.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

FP N et $A' = 0$ on vérifie que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad M_{ts} = 0 \text{ et } M_{as} = 0 \quad \text{donc}$$

$$\sigma_{bc} = 0 < 15 \text{ MPA (condition vérifiée)}$$

• **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 0.028$$

$$Y = 2.5 \text{ cm}$$

- L'inertie :

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

$$I = \frac{1}{3}(2.5)^3 + 15 \times 2.01(13 - 2.5)^2 \quad \mathbf{I = 3329.25 \text{ cm}^4}$$

✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{280} = 0.053 \not\geq 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc pas la peine de vérifier les autres conditions on doit calculer la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = \mathbf{0.3 \text{ cm}}$$

➤ Evaluation des charges et surcharges :

g : ensemble des charges permanentes $\sum G$

p : ensemble des charges permanentes et d'exploitation G+Q

j : charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre du revêtement G-G'

$$G_V = 7.55 \text{ kN/m}^2 \quad G_P = 5.06 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_V = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad Q_P = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$G' = G_{\text{volée}} - (G_{\text{marche}} + G_{\text{paillasse}}) = 1.425 \text{ KN}$$

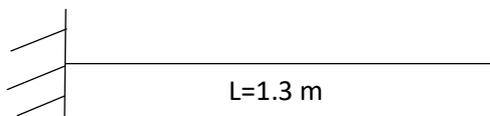
$$G = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G + Q = 7.55 + 2.5 = 10.05 \text{ KN/m}^2$$

$$j = G - G' = 7.55 - 1.425 = 6.125 \text{ KN}$$

I (cm ⁴)	Y (cm)	YG (cm)	M _g (KN.m)	M _J (KN.m)	M _P (KN.m)	f _{gi} (mm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{Pi} (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)
3329.25	2.5	5.77	8.49	6.89	11.3	0.1579	0.4694	0.1281	0.2737	0.491	3
											Condition vérifiée

-Concernant le palier de repos



$$q_{pu} = 10.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ps} = 7.5610.58 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{2} = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$v_u = q_u * l = 13.75 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s = \frac{q_s * l^2}{2} = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$v_s = q_s * l = 9.83 \text{ KN}$$

ELU : Calcul de ferrailage

$$b = 1 \text{ ml} = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = h - d' = 13 \text{ cm}$$

Flexion simple :

$$\mu_{bu} = \mu_{bu} = 0.037 < 0.186 \quad \text{Pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{z * f_{st}} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{calculé} < A_{min} \rightarrow$ on ferraille avec A_{min} et on choisit **4HA8=2.01 cm²**

✚ Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A^{choisit}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \underline{\underline{2\text{Ø}8=1.01 \text{ cm}^2}}$$

✚ Espacement :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ Soit } \underline{\underline{S_t = 25 \text{ cm}}}$$

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4\right)$$

$$\tau_u = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.105 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(2.17 ; 4) = 2.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

FPN et $A' = 0$ on vérifie que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$M_s = 6.38 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 0.028$$

$$Y=2.5\text{cm}$$

- L'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3}(2.5)^3 + 15 \times 2.01(13 - 2.5)^2 \quad \underline{I=3844.87 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = 4.15 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- ✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.11 \geq 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{0.45}{10 \times 0.45} = 0.1$$

$$\frac{A_t}{b.d} < \frac{2}{f_e}$$

$$l = 1.3\text{m} < 8\text{m} \Rightarrow$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

Toutes les conditions sont vérifiées alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

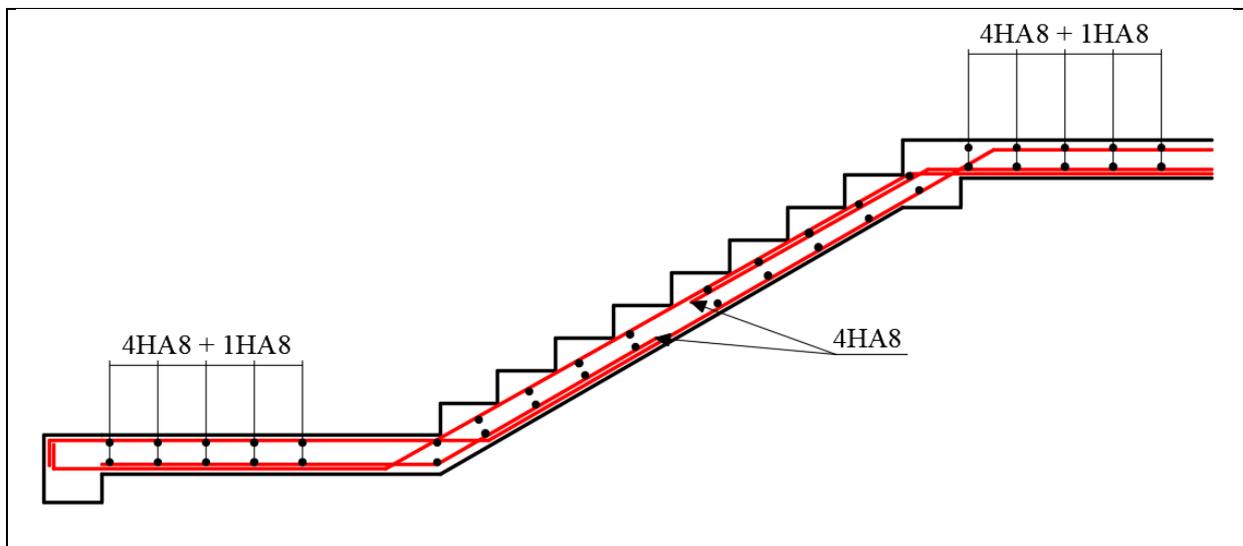


Figure III.7 Schéma de ferrailage d'escalier étage courant

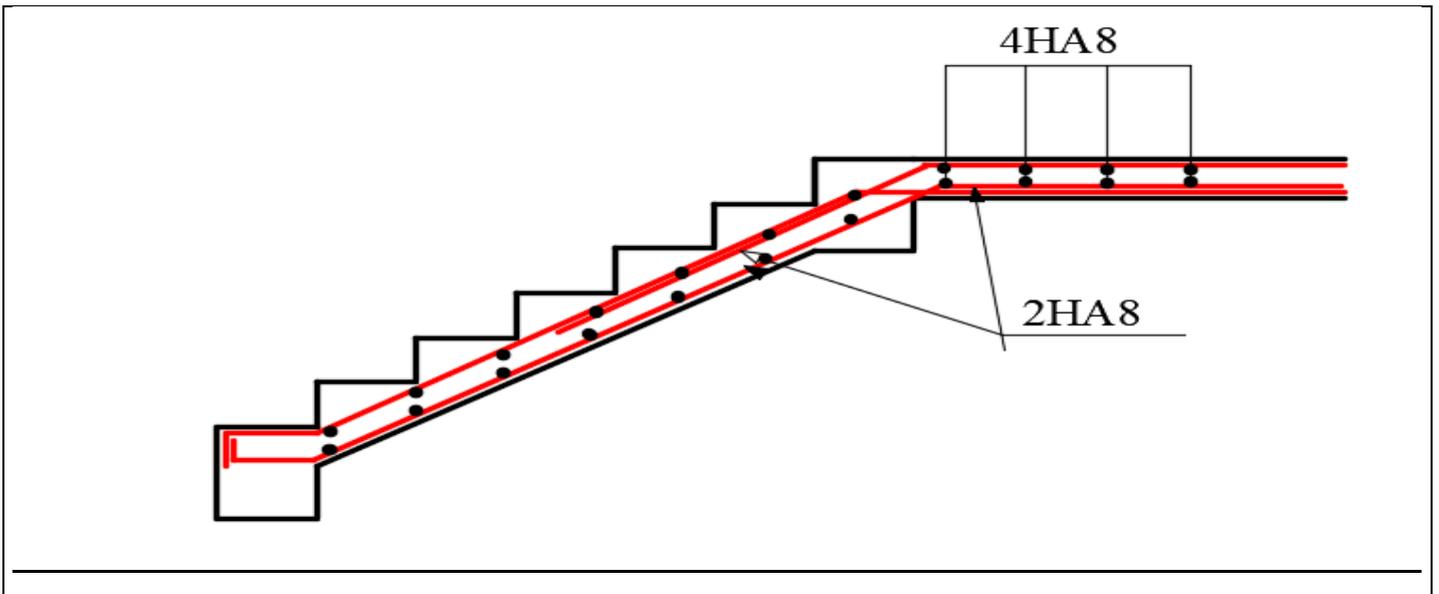


Figure III.8 Schéma de ferrailage d'escalier RDC volée 02

III.2.4 Etude de la poutre Palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera donc calculée en flexion simple.

a) Prédimensionnement :

D'après la condition de la flèche définit par le BAEL91/99

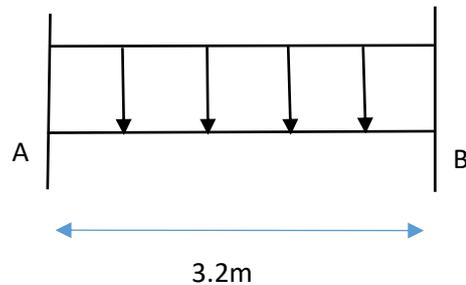
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{Avec : } L=3.2\text{m}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm} \Rightarrow b = 24\text{cm}$$



D'après les exigences du RPA99v2003 (b) ne vérifie pas la condition $b \geq 20\text{cm}$ donc on augmente et on prend $b=30\text{cm}$

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots (CV) \\ b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots (CV) \\ \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots (CV) \end{cases}$$

Finalement on opte pour les dimensions suivantes ;

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \end{cases}$$

b) Evaluation des charges :

Le calcul se fait comme pour une poutre bi-encasté avec la méthode RDM

$$R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

$$M_{appuis}^{max} = M_A = M_B = \frac{PL^2}{12}$$

$$M_{travée}^{max} = \frac{PL^2}{24}$$

$$V^{max} = \frac{PL}{2}$$

- Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 25 \cdot b \cdot h = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

- Charge revenant de l'escalier :

$$\begin{cases} \text{ELU: } Q_{uT} = 28.58 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } Q_{sT} = 20.615 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35g_0 + R_{Au} = 48.76 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{As} = 35.23 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Sachant que :

$$V^{max} = R_A = R_B = \begin{cases} 45.728 \text{ KN/m (ELU)} \\ 32.98 \text{ KN/m (ELS)} \end{cases}$$

$$M_{appuis}^{max} = M_A = M_B = \begin{cases} 24.38 \text{ KN/m (ELU)} \\ 17.59 \text{ KN/m (ELS)} \end{cases}$$

$$M_{travée}^{max} = \begin{cases} 12.19 \text{ KN/m (ELU)} \\ 8.79 \text{ KN/m (ELS)} \end{cases}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple à l'ELU :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = h - c = 28 \text{ cm}$$

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A^{choisit}$ ($\frac{cm^2}{ml}$)
Appuis	24.38	0.073	0.095	0.27	2.6	1.01	3HA12=3.39
Travée	12.19	0.03649	0.046	0.27	1.3	1.01	3HA12=3.39

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{45.728 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.544MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases}$$

$\tau_u = 0.544MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots (CV)$

→La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

e) Armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 15cm$ et on calcule :

$$A_t = \begin{cases} t \leq \min(0.9d ; 40cm) \\ t \leq 25.2cm \end{cases}$$

$t=15cm \leq 25.2cm \dots \dots \dots (CV)$

$$\begin{cases} 1) A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.3 * 0.15}{400} = 0.45cm^2 \\ 2) A_t \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 * f_e} = \frac{0.3 * 0.15 * (0.544 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} = 0.1cm^2 \end{cases}$$

Donc: $A_t = \max(1 \dots 2) = 0.45cm^2$

f) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appuis de l'escalier.

$$M^{torsion} = \frac{M_{appuis de l'escalier} * L}{2} = \frac{3.24 * 3.2}{2} = 5.184KN.m$$

Ω : Aire du contour tracée à mi-hauteur

U : périmètre de la section

e : épaisseur de la paroi

Avec :

$$\begin{cases} \Omega = [b - e] * [h - e] = 0.0625m^2 \\ U = 2 * [(h - e) + (b - e)] = 1m \\ e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5cm = 0.05m \end{cases}$$

❖ Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{torsion} = \frac{M^{torsion}}{2 * \Omega * e} = 0.829MPa$$

$$\tau_{F.S} = \frac{V_u}{b * d} = 0.544MPa$$

On vérifie que :

$$\tau_{total} = \sqrt{(\tau_{torsion})^2 + (\tau_{F.S})^2} \leq \bar{\tau}$$

$$1MPa \leq 3.33MPa \dots \dots \dots (CV)$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

$$A_{torsion} = \frac{M^{torsion} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{5.184 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 1.2cm^2$$

❖ Section d'armature longitudinal :

Travée : $A_{st} = A_{travée}^{F.S} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2cm^2$

Soit : 4HA12 = 4.52cm²

Appuis : $A_{sa} = A_{appuis}^{F.S} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.2cm^2$

Soit : 4HA12 = 4.52cm²

❖ Section d'armature transversal :

$$A_t = A_t^{F.S} + A^{torsion} = 0.54 + 1.2 = 1.74cm^2$$

Soit : 2 cadres $\phi 8 \Rightarrow 4HA8=2.01cm^2 ; S_t=15cm$

g) Vérification de la contrainte à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observations
Travée	8.79	9.07	31757.2	2.51	15	✓ (CV)
Appuis	17.59	9.07	31757.2	2.51	15	✓ (CV)

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif de la vérification des contraintes dans le béton

❖ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1) } \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \cdot M_0}\right) \dots\dots\dots (cv) \\ \text{2) } A \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots\dots\dots (CV) \\ \text{3) } L = 3.2m < 8m \dots\dots\dots (CV) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites que ça soit au niveau de la travée ou de l'appuis ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

h) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

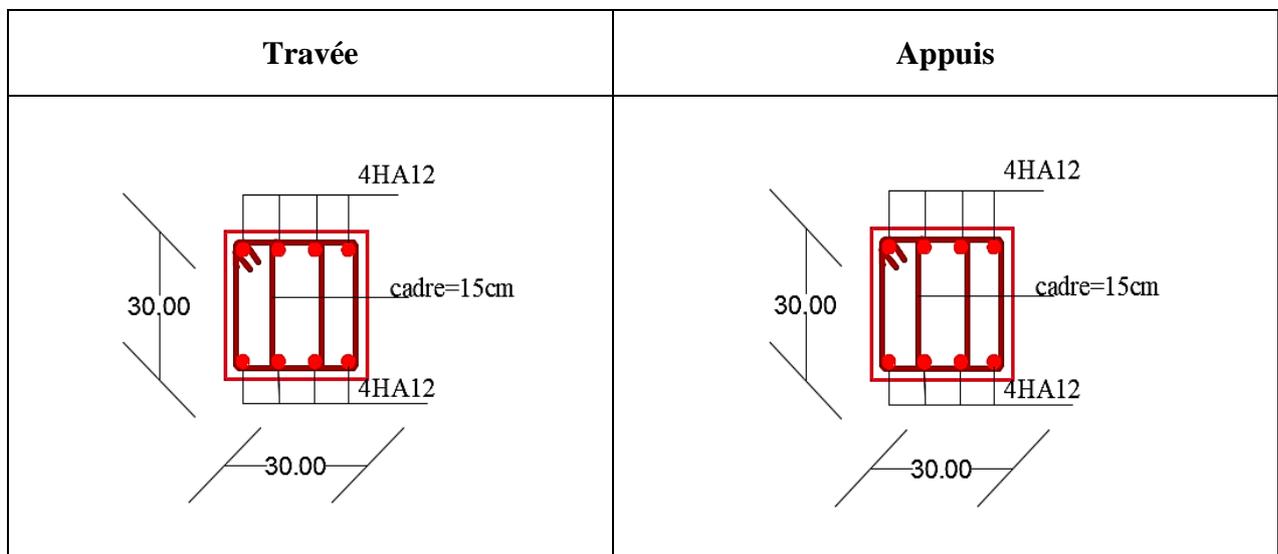


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3 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 :

Toutes les structures sont susceptible d’être soumise pendant leur durée de vie a des changements variables dans le temps , ces action peuvent être dues au vibration des machines ou bien a cause des phénomènes naturels tel que le vent ou le séisme , ce qui signifie que le calcul sous l’effet des chargements statiques paraît insuffisant , d’où la nécessité d’une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d’une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l’effet du séisme .

IV.2 METHODE UTILISABLE :

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d’analyse modale spectrale.
- La méthode d’analyse dynamique par accélérographe.

IV.2.1 La méthode statique équivalente :

○ **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l’action sismique. (RPA99/version 2003, (Art 4.2.1))

○ **Condition d’application de la méthode :**

D’après le RPA 99 (Art 4.2.3), les conditions d’applications de la méthode statique sont :

- a)** le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- b)** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en **a**).

IV.2.1.1 Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \dots\dots\dots(4.1) \text{ (Art 4.2.3)}$$

Avec :

- **A** : coefficient d’accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.
- **D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement(η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3sec \end{cases} \quad \text{(Rpa99 Art 4.2.3)}$$

Avec : T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA 99. Tableau 4.7.

Dans notre cas : le sol est ferme (meuble) (site S_3) $\rightarrow \begin{cases} T_2 = 0.40 \\ T_1 = 0.15 \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3) \text{ (Rpa99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%): Pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages. (RPA99.tableau 4.2).

On a un contreventement mixte : $\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.88 \geq 0.7$

- **T** : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(RPA99 art 4.2.4)}$$

Avec :

- ✓ h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (RPA99 art 4.6)
- ✓ C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de Remplissage (RPA99 art 4.6).
- ✓ $C_T = 0.050$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).
- ✓ l : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$l_x = 15.94 \text{ m} \qquad T_x = 0.56 \text{ s}$

$l_y = 16.452 \text{ m} \qquad T_y = 0.56 \text{ s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 0.728 \text{ s} \\ T_y = 0.728 \text{ s} \end{cases}$$

Pour le calcul de D :

Selon x-x :

$T_{ETABS} = 0.976 \text{ (s)} > 1.3T_x = 0.728 \text{ (s)} \rightarrow$ on prend $T = 1.3T_x = 0.728 \text{ (s)}$

$0.4 \text{ (s)} \leq 0.728 \text{ (s)} \leq 3 \text{ (s)}$

D'où $D_x = 1.475$

Selon y-y :

$T_{ETABS} = 0.932 \text{ (s)} > 1.3T_x = 0.728 \text{ (s)}$

$0.4 \text{ (s)} \leq 0.728 \text{ (s)} \leq 3 \text{ (s)}$

D'où $D_y = 1.475$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement (RPA99 Tableau 4.2).

On a un contreventement mixte (portique voile) ⇒ R =5.

- **Q** : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_1^6 p_q$(RPA99 Art4.2.3)

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq

Tableau IV.1 Détermination du facteur de qualité

Critère q	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

-Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

$Q_x = 1.25$

$Q_y = 1.20$

- **W** : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau(i)

$W=\sum_{i=1}^n W_i$; avec : $W_i = W_X = W_Y=\sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$(RPA99 Art 4.2.3)

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

- W_{Qi} : charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

Dans notre cas : **W= 20000.9138 KN**

Donc :

La force sismique statique total a la base de la structure est $\begin{cases} V_{Sx} = 1106.3 KN \\ V_{Sy} = 1062.04 KN \end{cases}$

IV-2.2 Les méthodes dynamiques :

- ✓ **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

○ **Principe :**

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99(Formule 4-13)}$$

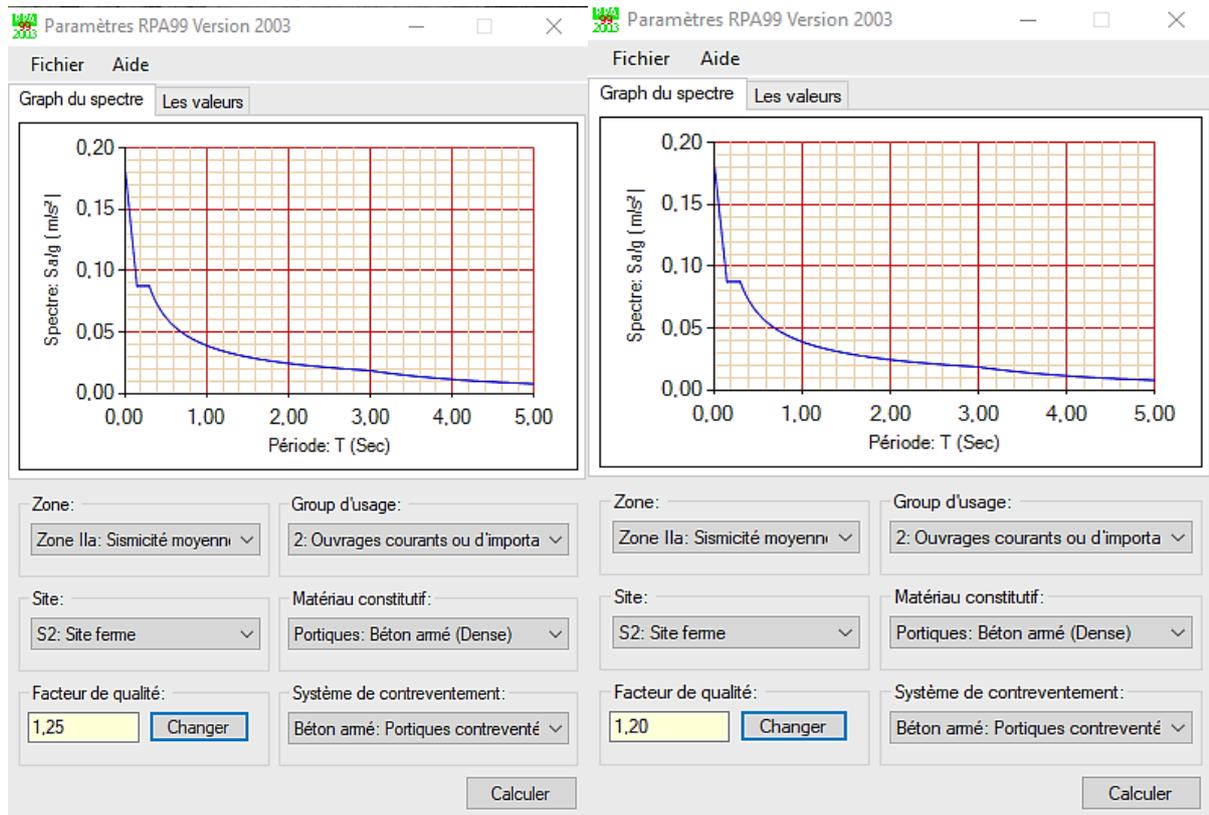


Figure IV.1 : Spectre de réponse pour les deux sens x, y

- **Résultats après modalisation :**
- **Disposition des voiles :**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

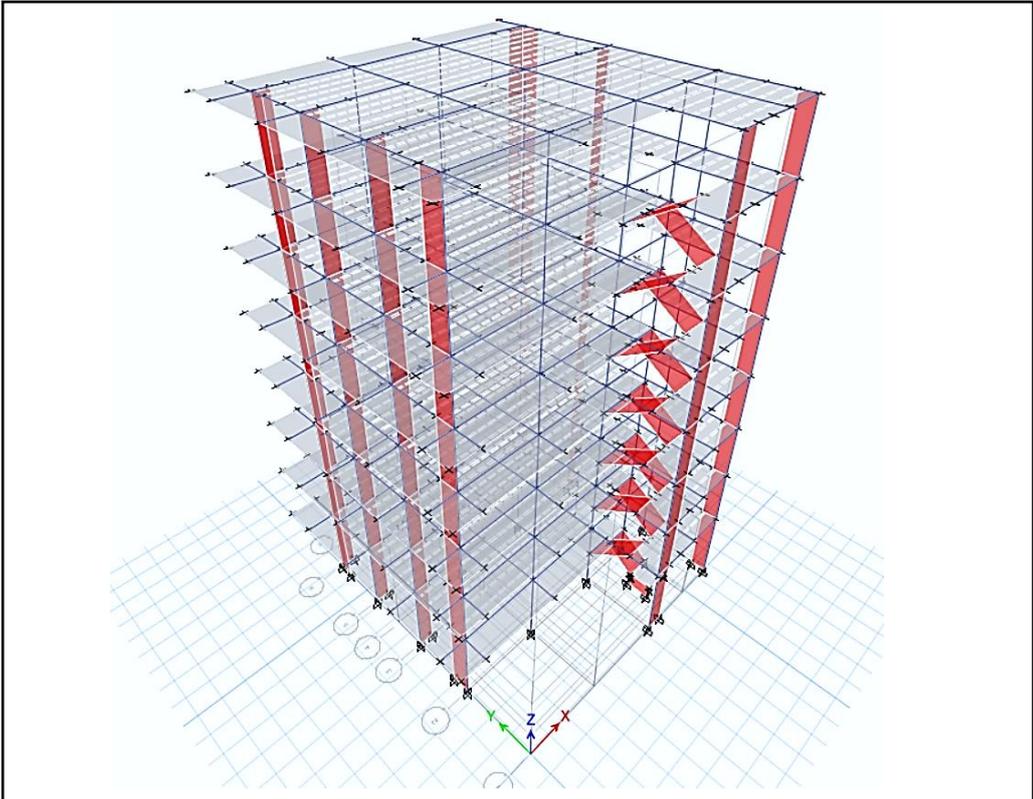


Figure IV.2 : vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS

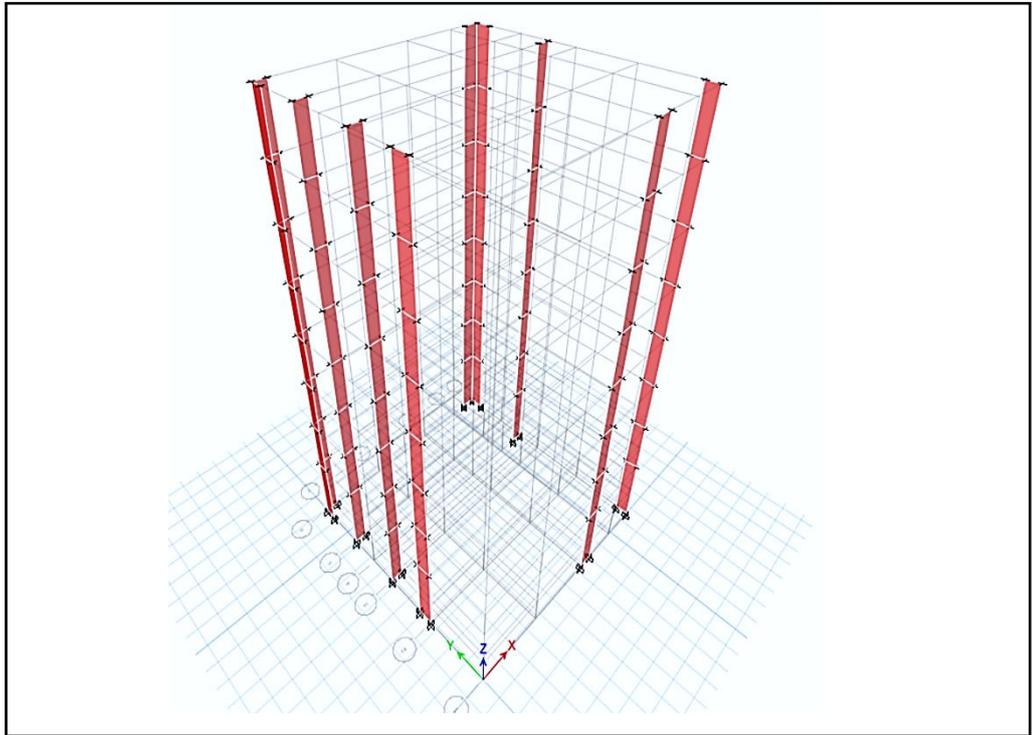


Figure IV.3 : vue en 3D de la disposition des voiles du modèle obtenu par logiciel ETABS

IV.3 LES VERIFICATIONS EXIGES PAR LE RPA99v2003

IV.3.1 Période de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

TABLE : Modal Participation Mass Ratios							
Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,976	0,5715	0,0101	0	0,5715	0,0101
Modal	2	0,932	0,0254	0,7571	0	0,597	0,7672
Modal	3	0,735	0,1866	0,0228	0	0,7835	0,79
Modal	4	0,299	0,0928	0,0047	0	0,8763	0,7947
Modal	5	0,293	0,0081	0,1113	0	0,8844	0,9061
Modal	6	0,235	0,0218	0,0035	0	0,9062	0,9096
Modal	7	0,154	0,0036	0,0374	0	0,9098	0,947
Modal	8	0,152	0,0407	0,0048	0	0,9504	0,9518
Modal	9	0,126	0,0019	0,001	0	0,9524	0,9528
Modal	10	0,095	0,0005	0,0209	0	0,9529	0,9736
Modal	11	0,093	0,0224	0,0007	0	0,9753	0,9743
Modal	12	0,077	0,000008719	0,0005	0	0,9753	0,9748

Tableau IV.2 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Remarque Dans le tableau (IV.2). On constate que la période obtenue numériquement est supérieur à celle calculé empiriquement majorée de 30%. Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment au mode 5 et 6 pour les deux modes 1 et 2 (selon x et y).

Et le taux de participation massique est de 57.15% pour le mode 1 (/xx) et 75.71% pour le mode 2 (/yy)

IV.3.2. 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 (V_{st} et majoré de 1.15) :Après majoration de $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$ selon Ex et Ey

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Sens X	723.9073	885.04	Non vérifiée
Sens Y	879.423	885.04	Non vérifiée

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

- Apres majoration de $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$ selon Ex et Ey

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Sens X	885.0402	885.04	vérifiée
Sens Y	885.0403	885.04	vérifiée

Tableau IV.4 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après majoration

IV.3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 80\% \text{ pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 20\% \text{ pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Vérification des interactions verticales :

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	Portiques 80% (≥ 80%)	Voiles 20% (≤ 20%)	
RDC	17460.7073	4359.0565	80.02	19.97	Vérifiée
1 ^{er} (ETAGE)	16006.2356	4243.493	79.04	20.95	non vérifiée
2 ^{ém} (ETAGE)	13828.8348	3334.2625	81.53	18.47	Vérifiée
3 ^{ém} (ETAGE)	11393.608	3258.2133	80.57	19.42	Vérifiée
4 ^{ém} (ETAGE)	10100.3812	2405.2791	80.76	19.23	Vérifiée
5 ^{ém} (ETAGE)	7877.7986	2426.1308	81.98	18.01	Vérifiée
6 ^{ém} (ETAGE)	5759.7261	1194.0806	82.82	17.17	Vérifiée
7 ^{ém} (ETAGE)	3644.0552	607.5242	85.71	14.28	Vérifiée

Tableau IV.5 interaction verticale

Vérification des interactions horizontales

Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 25\% \text{ pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$
Sens X-X :

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques ≥25%	Voiles ≤ 75%	
RDC	371.6818	515.1558	886.8376	41.91	58.08	Vérifiée
1 ^{er} (ETAGE)	442.8047	460.6283	903.433	49.01	50.98	Vérifiée
2 ^{ém} (ETAGE)	386.9113	418.4913	1805.4026	48.03	51.96	Vérifiée
3 ^{ém} (ETAGE)	360.7007	368.0077	728.7084	49.49	50.5	Vérifiée
4 ^{ém} (ETAGE)	300.3866	336.611	636.9976	47.15	52.84	Vérifiée
5 ^{ém} (ETAGE)	291.4547	287.9674	579.4221	50.3	49.69	Vérifiée
6 ^{ém} (ETAGE)	224.567	205.152	429.719	52.25	47.74	Vérifiée
7 ^{ém} (ETAGE)	177.187	98.9983	276.1853	64.15	35.84	Vérifiée

Tableau IV.6 interaction horizontale selon X-XSens Y-Y :

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques ≥25%	Voiles ≤ 75%	
RDC	359.0498	411.432	770.4818	46.46	53.39	Vérifiée
1 ^{er} (ETAGE)	370.6671	502.1000	872.7671	42.47	57.52	Vérifiée
2 ^{ém} (ETAGE)	377.0528	432.8065	809.8593	46.55	53.44	Vérifiée
3 ^{ém} (ETAGE)	329.56	400.4909	730.0509	45.14	54.85	Vérifiée
4 ^{ém} (ETAGE)	294.2661	300.8079	595.074	49.45	50.54	Vérifiée
5 ^{ém} (ETAGE)	246.3594	309.0176	555.377	44.35	55.64	Vérifiée
6 ^{ém} (ETAGE)	163.7164	255.1794	418.8958	39.08	60.91	Vérifiée
7 ^{ém} (ETAGE)	149.6571	127.7059	277.363	53.95	46.04	Vérifiée

Tableau IV.7 interaction horizontale selon Y-Y

IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter et limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ARTIV.4.3. Inous 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 :

Niveau	Nu (KN)	Section (cm ²)	V	Observation
RDC	1864.5694	55*55	0.30	Vérifiée
1 ^{er} (ETAGE)	1925.7675	50*55	0.28	Vérifiée
2 ^{ém} (ETAGE)	1550.9248	50*55	0.22	Vérifiée
3 ^{ém} (ETAGE)	1208.0835	50*50	0.19	Vérifiée
4 ^{ém} (ETAGE)	901.2677	45*50	0.14	Vérifiée
5 ^{ém} (ETAGE)	663.4388	45*50	0.11	Vérifiée
6 ^{ém} (ETAGE)	447.6777	45*45	0.079	Vérifiée
7 ^{ém} (ETAGE)	224.5817	45*45	0.046	Vérifiée

Tableau IV.8 vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.3.5. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Art 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon X-X :

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$\Delta_k/h_k(\%)$	Observation
RDC	0.1964	0.982	0	0.982	408	0.0024	Vérifiée
Etage 1	0.4625	2.3125	0.982	1.3305	306	0.0043	Vérifiée
Etage 2	0.7532	3.766	2.3125	1.4535	306	0.00475	Vérifiée
Etage 3	1.0391	5.1955	3.766	1.4295	306	0.00467	Vérifiée
Etage 4	1.3047	6.5235	5.1955	1.328	306	0.0043	Vérifiée
Etage 5	1.5344	7.672	6.5235	1.1485	306	0.00375	Vérifiée
Etage 6	1.7274	8.637	7.672	0.965	306	0.0031	Vérifiée
Etage 7	1.7529	8.7645	8.637	0.1275	306	0.0004	Vérifiée

Tableau IV.9 les déplacements Inter étages selon X-X

Sens-Y-Y :

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$\Delta_k/h_k(\%)$	Observation
RDC	0.1852	0.926	0	0.926	408	0.00226	Vérifiée
Etage 1	0.4281	2.1405	0.926	1.2145	306	0.00396	Vérifiée
Etage 2	0.6831	3.4155	2.1405	1.275	306	0.00416	Vérifiée
Etage 3	0.933	4.665	3.4155	1.2495	306	0.004083	Vérifiée
Etage 4	1.1615	5.8075	4.665	1.1425	306	0.0037	Vérifiée
Etage 5	1.3587	6.7935	5.8075	0.986	306	0.00322	Vérifiée
Etage 6	1.5224	7.612	6.7935	0.8185	306	0.00267	Vérifiée
Etage 7	1.6125	8.0625	7.612	0.4505	306	0.00147	Vérifiée

Tableau IV.10 les déplacements Inter étages selon Y-Y

Commentaire : D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k(max) = 1.275 \text{ cm} < 1\%h_e = 0.0306 \text{ cm}$$

V.3.6. 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).

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

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, 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 1er ordre par le facteur $1/(1 - \Theta_k)$.

Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée en rigidifiant la structure.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x-x						
Niveau	$\Delta_k (m)$	$P_k (KN)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	Θ	Observation
RDC	0.982	19913.381	767.7492	408	0.062	Vérifiée
Etage 1	1.3305	17298.3421	848.1702	306	0.088	Vérifiée
Etage 2	1.4535	14800.3383	790.5565	306	0.0889	Vérifiée
Etage 3	1.4295	12302.3344	713.8106	306	0.0805	Vérifiée
Etage 4	1.328	9832.7556	624.1389	306	0.068	Vérifiée
Etage 5	1.1485	7392.0705	520.3747	306	0.053	Vérifiée
Etage 6	0.965	4951.3854	391.5217	306	0.039	Vérifiée
Etage 7	0.1275	2536.0653	237.6776	306	0.0044	Vérifiée

Tableau IV.11 vérifications des effets de second ordres sens X-X

Sens y-y						
Niveau	$\Delta_k(m)$	$P_k(KN)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	Θ	Observation
RDC	0.419	19913.381	771.0687	408	0.058	Vérifiée
Etage 1	0.578	17298.3421	851.7836	306	0.0806	Vérifiée
Etage 2	0.685	14800.3383	793.8449	306	0.077	Vérifiée
Etage 3	0.73	12302.3344	715.5606	306	0.0702	Vérifiée
Etage 4	0.723	9832.7556	623.4666	306	0.0588	Vérifiée
Etage 5	0.686	7392.0705	515.9	306	0.0461	Vérifiée
Etage 6	0.6335	4951.3854	383.1292	306	0.0345	Vérifiée
Etage 7	0.5765	2536.0653	223.9872	306	0.0166	Vérifiée

Tableau IV.12 vérifications des effets de seconds ordres sens Y-Y

Commentaire : Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédents indiquent que les effets du second ordre sont inférieurs à 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

V.3.7. Vérification de l'excentricité : A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré.

Selon x-x :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

Niveau	X_{CM} (m)	X_{CR} (m)	L_x (m)	e_x (m)	$\frac{e_x}{L_x}$ %	Observation
RDC	5.4031	6.799	15.94	1.3959	8.75	Vérifiée
Etage 1	5.3934	7.3031	15.94	1.9097	11.98	Vérifiée
Etage 2	5.3907	7.3611	15.94	1.9704	12.36	Vérifiée
Etage 3	5.3856	7.3705	15.94	1.9849	12.45	Vérifiée
Etage 4	5.3825	7.3557	15.94	1.9732	12.37	Vérifiée
Etage 5	5.38	7.3291	15.94	1.9491	12.22	Vérifiée
Etage 6	5.3589	7.2861	15.94	1.9272	12.09	Vérifiée
Etage 7	6.5085	7.1694	15.94	0.661	4.14	Vérifiée

Tableau IV.13 Vérification des centres de masse et de rigidité selon x-x

Selon y-y :

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Niveau	Y_{CM} (m)	Y_{CR} (m)	L_y (m)	e_y (m)	$\frac{e_y}{L_y}$ %	Observation
RDC	10.2669	8.6059	16.45	1.661	10.09	Vérifiée
Etage 1	10.2707	7.7566	16.45	2.514	15.28	non vérifiée
Etage 2	10.2721	7.3108	16.45	2.9613	18	non vérifiée
Etage 3	10.2748	7.1142	16.45	3.16	19.2	non vérifiée
Etage 4	10.2759	7.0476	16.45	3.2283	19.62	Vérifiée
Etage 5	10.2772	7.0514	16.45	3.2258	19.6	non vérifiée
Etage 6	10.308	7.1041	16.45	3.2039	19.47	non vérifiée
Etage 7	9.3408	7.2225	16.45	2.1183	12.87	Vérifiée

Tableau IV.14 Vérification des centres de masse et de rigidité selon y-y

Commentaire :

Les résultats du tableau résument que la structure est régulière en plan selon le sens x-x et n'est pas régulière en plan selon le sens y-y.

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \leq 4$$

IV.4 CONCLUSION

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement adéquat tout en veillant à ce que les vérifications exigé 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 été dans le besoin de faire quelques modifications concernant les sections des poteaux :

RDC : 55*55 cm²

1^{er}+2^{ème} : 50*55 cm²

3^{ème} : 50*50 cm²

4^{ème}+5^{ème} : 45*50 cm²

6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} : 45*45 cm²

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 INTRODUCTION

Après avoir établi l'étude dynamique et fait en sorte que la structure proposée demeure résistante face aux actions du séisme. Le chapitre présent, a pour but de travailler avec les sollicitations résultantes de la modélisation et de ferrailer les éléments structuraux (Poutres, Poteaux, Voiles) en déterminant les sections d'armatures nécessaires Pour qu'ils puissent reprendre et supporter tous les efforts aux quels ils sont exposés. Et ce en respectant les règles de calcul en béton armé à savoir (B.A.E.L91, RPA99version2003, C.B.A93).

V.2 ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher aux poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple sous les recommandations du RPA99version2003, du B.A.E.L91 et de l'action des combinaisons les plus défavorables résultantes de la modélisation qu'à donné le logiciel ETABS (moment fléchissant et effort tranchant) comme suit :

- a) **1.35G+1.5Q**
- b) **G+Q**
- c) **G+Q±E**
- d) **0.8G±E**

La présente structure constitue deux types de poutres à étudiée :

- Poutres Principales (PP)..... (30*40) cm²
- Poutres Secondaires (PS)..... (30*35) cm²

V.2.1 Recommandation du RPA99version2003

V.2.1.1 Coffrage : (ART 7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$

“h” peut être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

V.2.1.2 Ferrailage

V.2.1.2.1 Armatures Longitudinales : (ART 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum 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

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicités principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures systématiques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I et II
- 50φ en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1 avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures. Les cadres du nœud disposé comme des armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (selon les circonstances des cadres traditionnelles peuvent être utilisés). On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.2.1.2.2 Armatures Transversales : (ART 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4 ; 12φ)
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armature comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

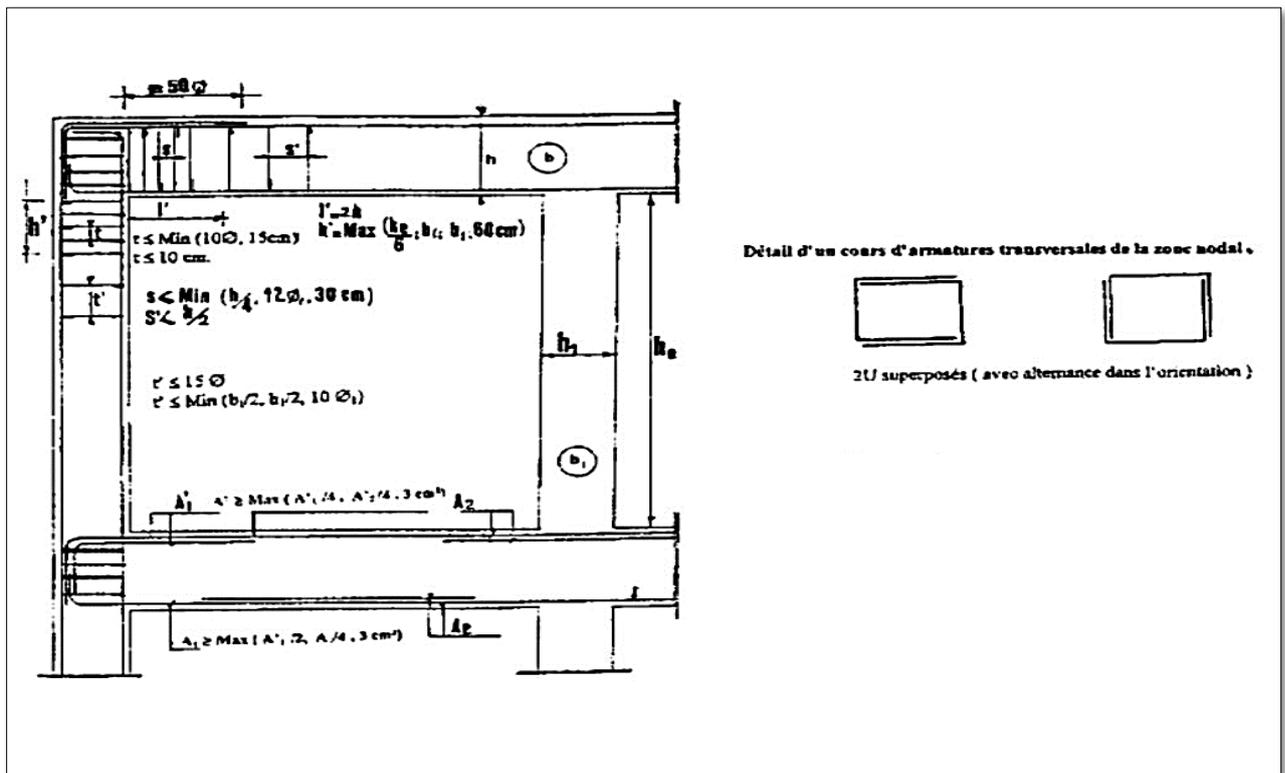


Figure V.1 Disposition constructive des portiques

V.2.2 Ferrailage des poutres

A. Ferrailage longitudinale

Le calcul se fera avec les sollicitations les plus défavorables tiré du logiciel ETABS2016.

Avec : PP → b= 30cm ; h=40cm ; d=38cm (F.P.N)

PS → b= 30cm ; h= 35cm ; d= 32cm (F.P.N)

Niveau	Type de poutres	Sections	Localisation	Combinaisons	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix de ferrailage (cm ² /ml)
RDC + E.C	PP	30*40	Travée	ELU _r	35.8416	2.78	6	6HA12=6.79
			Appuis	ELA	-93.2142	6.65	6	6HA12=6.79
	PS	30*35	Travée	ELA	65.9676	5.32	5.25	6HA12=6.79
			Appuis	ELA	-48.0108	3.87	5.25	6HA12=6.79
T.I	PP	30*40	Travée	ELU _r	79.8589	6.55	6	6HA12=6.79
			Appuis	ELU _r	-91.0157	7.47	6	6HA14=9.24
	PS	30*35	Travée	ELA	30.1442	2.35	5.25	6HA12=6.79
			Appuis	ELA	-47.4528	3.83	5.25	6HA12=6.79

Tableau V.1 Résultats du ferrailage longitudinale sur les poutres

• Exemple de calcul :

Ferrailage de la poutre principales au niveau de l'étage courant avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 35.8416 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -93.2142 \text{ KN.m}$$

Armatures en travée : (EIUf)

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.8416 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.38^2 \cdot 14.2} = 0.058$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.67 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \cdot 10^{-3} \end{array} \right.$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37 \\ \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.074 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures en appuis :

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; f_{st} = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{93.2142 * 10^{-3}}{0.3 * 0.38^2 * 18.48} = 0.116$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\begin{cases} \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.67 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 1.74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35 \\ \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.15 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{z * f_{st}} = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Vérification des armatures selon le RPA99version2003 :**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

✓ **Poutres principales (PP) :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b * h = 48 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b * h = 72 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}}$

✓ **Poutres secondaires (PS) :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b * h = 42 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} : 6\% b * h = 63 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}}$

• **Les Longueurs de recouvrement :**

$$L_r \leq 40\phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r \geq 40 * 1.4 \Rightarrow L_r \geq 56 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_r = 60 \text{ cm}$

$$\Phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 40 * 1.2 \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}$$

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

B. Ferrailage transversale

- **Calcul de ϕ_t :**

Selon le RPA99version2003 les premières armatures doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement. Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi \leq \min \left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

- ✓ **Poutres principales (PP) : (30*40)**

$$\phi_t \leq \min \left(12 ; \frac{400}{30} ; \frac{300}{15} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12 ; 13.33 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 12\text{mm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\phi 10 = 3.14\text{cm}^2$$

- ✓ **Poutres secondaires (PS) : (30*35)**

$$\phi_t \leq \min \left(12 ; \frac{350}{30} ; \frac{300}{15} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12 ; 10 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 10\text{mm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2$$

- **Calcul des espacements des armatures transversales selon RPA99version2003 :**

Selon l'article 7.5.2.2

- ✓ **Poutres principales (PP) :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 * \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$

$$S_t \leq \min(100 ; 144)$$

$$S_t \leq 100\text{mm}$$

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

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

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

- ✓ **Poutres secondaires (PS) :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 * \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$

$$S_t \leq \min(87.5 ; 144)$$

$$S_t \leq 87.5 \text{ mm}$$

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

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

Vérification des sections d'armatures transversales :

✓ **Poutres principales (PP) :**

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30$$

$$= 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (CV)}$$

✓ **Poutres secondaires (PS) :**

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30$$

$$= 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (CV)}$$

V.2.3 Vérifications

V.2.3.1 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

La vérification à faire est : $A^{\text{adopté}} > A_{\min}$

✓ Poutres principales (PP) : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ (CV)}$

✓ Poutres secondaires (PS) : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ (CV)}$

b) Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible (F.P.N)}$$

Niveau	Type de poutres	V^{\max} (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	Observations
RDC + E.C	PP (30*40)	110.3958	0.96	3.33	✓ (CV)
	PS (30*35)	63.5772	0.64	3.33	✓ (CV)
T.I	PP (30*40)	118.5326	1.03	3.33	✓ (CV)
	PS (30*35)	35.4961	0.36	3.33	✓ (CV)

Tableau V.2 vérifications des contraintes tangentielles

V.2.3.2 Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

Sachant que :

Pour le calcul de y : $\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15A_s d = 0$

Pour le calcul de I : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2$

Niveau	Type de poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observations
RDC + E.C	PP 30*40	Travée	26.0267	6.79	0.13	85626.25	3.95	15	✓ (CV)
		Appuis	-16.4224	6.79	0.13	85626.25	2.49	15	✓ (CV)
	PS 30*35	Travée	21.1401	5.65	0.111	54323.25	4.31	15	✓ (CV)
		Appuis	-31.4208	5.65	0.111	54323.25	6.42	15	✓ (CV)
T.I	PP 30*40	Travée	58.3642	6.79	0.13	85626.25	8.86	15	✓ (CV)
		Appuis	-66.502	7.7	0.12	753909.9	1.13	15	✓ (CV)
	PS 30*35	Travée	24.7043	5.65	0.111	54323.25	5.04	15	✓ (CV)
		Appuis	-30.7374	5.65	0.111	54323.25	6.28	15	✓ (CV)

Tableau V.3 Vérification de l'état limite de compression du béton

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- 4) $l \leq 8m$

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la condition de la flèche pour les différents types de poutres :

Niveau	Type de poutres	h _t (cm)	b (cm)	l (cm)	M _{ser} (KN.m)	A _s (KN.m)	Observation Condition (1)	Observation Condition (2)	Observation Condition (3)	Observation Condition (4)
RDC + EC	Poutre principales (PP)	40	30	5.4	26.0267	6.79	CV	CV	CV	CV
	Poutre secondaires (PS)	35	30	1.5	14.688	5.65	CV	CV	CV	CV
T.I	Poutres principales (PP)	40	30	5.4	58.3642	6.79	CV	CV	CV	CV
	Poutres secondaires (PS)	35	30	3.07	14.3312	5.65	CV	CV	CV	CV

Tableau V.4 vérifications de l'état limite de déformation dans les poutres

Commentaire : Toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3.3 Vérification de la zone nodale (ART 7.6.2 du RPA99version2003)

Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissants au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

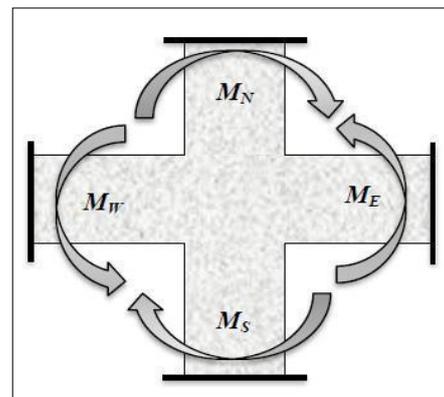


Figure V.2 Moments dans la zone nodale

La condition à vérifier est la suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

Avec :

M_n : Moment résistant dans le Poteau supérieur (indice « n » veut dire north en anglais)

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur (indice « s » veut dire south en anglais)

M_w : Moment résistant gauche de la poutre (indice « w » veut dire west en anglais)

M_e : Moment résistant droit de la poutre (indice « e » veut dire east en anglais)

- **Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section en béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armature dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z * A_s * \sigma_s$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 0.9h \quad (h : \text{la hauteur totale de la section du béton}) \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

Poteaux	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
55*55	49.5	24.89	428.75
50*55	49.5	22.24	383.10
50*50	45	20.36	318.83
45*50	45	20.36	318.83
45*45	40.5	17.09	240.86

Tableau V.5 Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Poutres	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC + E.C	PP (30*40)	36	6.79	85.06
	PS (30*35)	31.5	5.65	61.93
T.I	PP (30*40)	36	6.79	85.06
	PS (30*35)	31.5	5.65	61.93

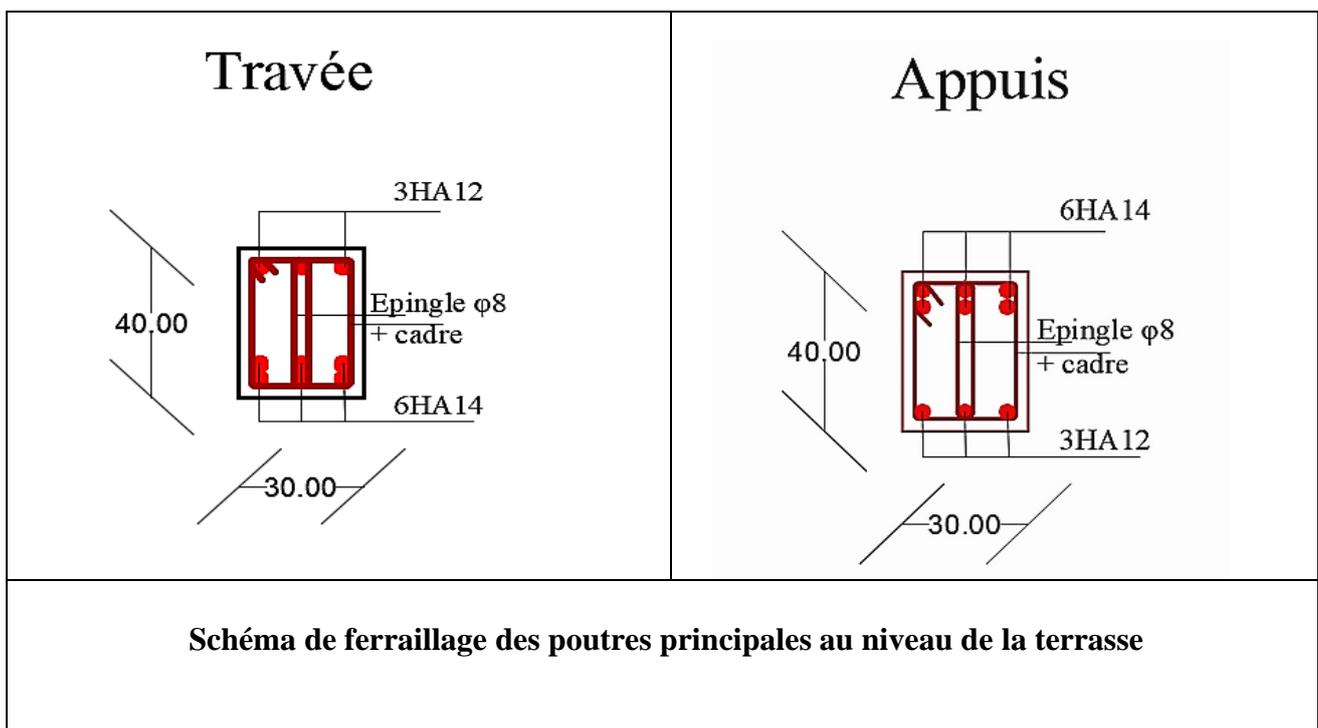
Tableau V.6 Moments résistant dans les poutres

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	Type de poutres	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$ M_n + M_s $	$1.25 (M_w + M_e)$	Observations
RDC	383.10	428.75	PP	85.06	85.06	811.85	212.65	✓ (CV)
			PS	61.93	61.93	811.85	154.825	
1 ^{er} +2 ^{ème}	318.83	383.10	PP	85.06	85.06	701.93	212.65	✓ (CV)
			PS	61.93	61.93	701.93	154.825	
3 ^{ème}	318.83	318.83	PP	85.06	85.06	637.66	212.65	✓ (CV)
			PS	61.93	61.93	637.66	154.65	
4 ^{ème} +5 ^{ème}	240.86	318.83	PP	85.06	85.06	559.69	212.65	✓ (CV)
			PS	61.93	61.93	559.69	154.65	
6 ^{ème} +7 ^{ème}	240.86	240.86	PP	85.06	85.06	481.72	212.65	✓ (CV)
			PS	61.93	61.93	481.72	154.65	

Tableau V.7 Vérification de la zone nodale

Commentaire : La condition est satisfaite sur tous les niveaux, ce qui veut dire que les rotules plastiques vont apparaître au niveau des poutres en premier.

V.2.4 Schéma de ferrailage des poutres



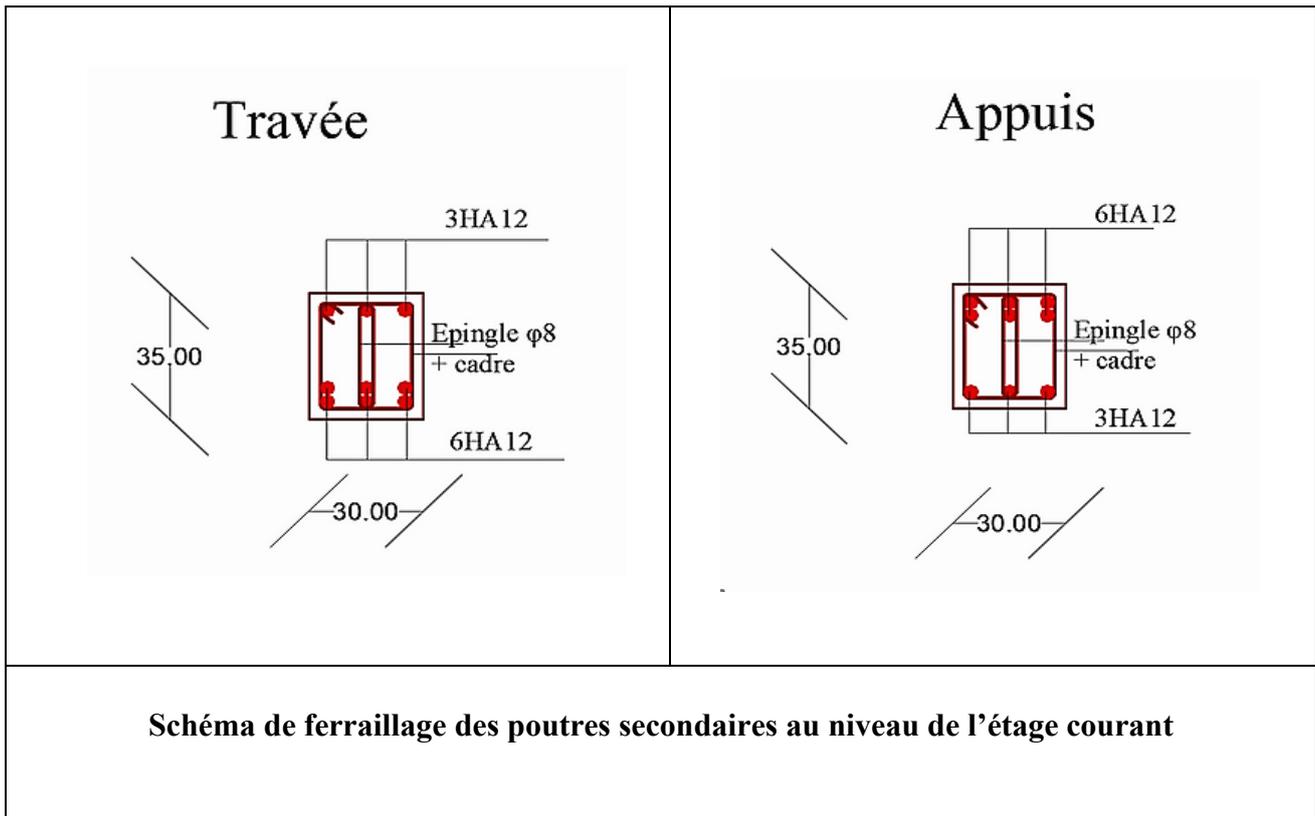


Figure V.3 Schéma de ferrailage des poutres

V.3 ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers la base de la structure. Soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables tiré du logiciel ETABS comme suit :

- a) **1.35G+1.5Q**
- b) **G+Q**
- c) **G+Q±E**
- d) **0.8G±E**

Le ferrailage sera calculé selon les couples de combinaisons suivantes :

- ✓ Moment maximal et son effort normal correspondant : $M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximal et son moment correspondant : $N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal et son moment correspondant : $N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

V.3.1 Recommandation du RPA99version2003

V.3.1.1 Coffrage : (ART 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois, et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et II_a

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone II_b et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

V.3.1.2 Ferrailage

V.3.1.2.1 Les armatures longitudinales : (ART 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0.7% en zone I
 - 0.8% en zone II_a
 - 0.9% en zone II_b et III
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40φ en zone I et II
 - 50φ en zone II_b et III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone I et II
 - 20cm en zone II_b et III

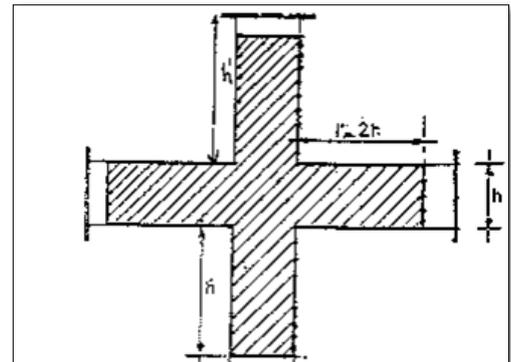


Figure V.4 zone nodale

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnés dans la figure ci-après.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Niveau	Sections	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA Zone courante	A ^{max} RPA Zone de recouvrement
RDC	55*55	24.2	121	181.5
1 ^{ème} +2 ^{ème}	50*55	22	110	165
3 ^{ème}	50*50	20	100	150
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*50	18	90	135
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	45*45	16.2	81	121.5

Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

V.3.1.2.2 Les armatures Transversales (ART 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

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

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire

t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule ci-dessus, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :
 - $t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II
 - $t \leq 10\text{cm}$ en zone II_b et III
- Dans la zone courante :
 - $t' \leq 15\phi_1$ en zone I et II
 - $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right)$ en zone II_b et III

Ou ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes en utilisant la formule

suivante : $f(x) = \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) + f(x_0)$

Ou λ_g est l'élançement géométrique du poteau tel que $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$ avec a et b les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètres suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations les plus défavorables qui seront utilisés dans les calcul suivants sont extraits de la modélisation à partir du logiciel ETABS établi lors du chapitre précédent intitulé étude dynamique et sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Sections des poteaux	Combinaison $M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$		Combinaison $N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$		Combinaison $N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
R.D.C	55*55	176.7012	975.3328	2442.845	15.7173	346.0607	53.7705
		ELA		ELU _f		ELA	
1 ^{er} +2 ^{ème}	50*55	134.2133	1555.3871	2116.3095	37.6437	-83.9177	17.5383
		ELA		ELU _f		ELA	
3 ^{ème}	50*50	124.8436	1080.1498	1499.4552	32.3858	11.4889	12.9372
		ELA		ELU _f		ELA	
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*50	104.3018	850.0664	1197.9935	33.5568	8.3654	10.3339
		ELA		ELU _f		ELA	
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	45*45	86.0119	219.5469	606.7988	26.736	-22.2339	10.2463
		ELA		ELU _f		ELA	

Tableau V.9 les sollicitations dans les poteaux

V.3.3 Ferrailage des poteaux

A. Ferrailage longitudinale

Le ferrailage se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables tiré du logiciel ETABS.

- **Exemple de calcul :**

Le poteau du RDC

- ✓ **Sous :** $M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$

La combinaison qui a donné ces sollicitations-là est : G+Q+Ey

Veut dire : situation accidentelle

Soit : $M^{max} = 176.7012 \text{ KN.m}$ et $N^{correspondant} = 975.3328 \text{ KN}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 52 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.15$; $\gamma_s = 1$

$f_{bu} = 18.48 \text{ MPA}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.18 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $N_u (d-d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d') bhf_{bu}$

Avec : $M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 406.65 \text{ KN} = 0.40665 \text{ MN.m}$

La condition est vérifiée ce qui veut dire que :

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre la section et l'armature)

Le calcul ne se fait par assimilation à la flexion simple (S.E.C)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{406.65 * 10^{-3}}{0.55 * 0.52^2 * 18.48} = 0.15$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = 0.15 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 0.2$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.478 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{406.65 * 10^{-3}}{0.478 * 400} = 21.26 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -3.123 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% * b * h = 24.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Sous :** $N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

La combinaison qui a donné ces sollicitations-là est : ELUF

Veut dire : situation durable

Soit : $N^{\max} = 2442.845 \text{ KN}$ et $M^{\text{correspondant}} = 15.7173 \text{ KN.m}$

$$b = 55 \text{ cm} \quad ; \quad h = 55 \text{ cm} \quad ; \quad d = 52 \text{ cm} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ PA}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0064 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $N_u (d-d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d') bhf_{bu}$

Avec : $M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 614.214 \text{ KN.m} = 0.614214 \text{ MN.m}$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section des armatures

(1)..... $N_u (d-d') - M_{uA} = 0.582$

$$(2) \dots\dots\dots (0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 0.691$$

(1) < (2) donc (S.P.C)

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{614.214 \cdot 10^{-3}}{0.55 \cdot 0.52^2 \cdot 14.2} = 0.29$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.668$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.73 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0.29 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 0.439$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.428\text{m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 0.00447$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{614.214 \cdot 10^{-3}}{0.428 \cdot 348} = 41.235\text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{f_{st}} = -29.19\text{cm}^2 < 0$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.45\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.8\% \cdot b \cdot h = 24.2\text{cm}^2$$

✓ **Sous :** $N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

La combinaison qui a donné ces sollicitations-là est : 0,8G+Ex

Veut dire : situation accidentelle

Soit : $N^{\min} = -346.0607\text{ KN}$ et $M^{\text{correspondant}} = 53.7705\text{ KN.m}$

$$b = 55\text{cm} \quad ; \quad h = 55\text{cm} \quad ; \quad d = 52\text{cm} \quad ; \quad \gamma_b = 1.15 \quad ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = 18.48\text{MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{MPa}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.155 < \frac{h}{2} = 0.275$$

N(traction) et c est à l'intérieur de la section donc (S.E.T)

$$e_a=0.09m$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPA$$

$$A_1 = \frac{N_u}{f_{st}} \left(1 - \frac{e_a}{d-d'}\right) = 7.06cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{f_{st}} \left(\frac{e_a}{d-d'}\right) = 8.65cm^2$$

$$A_{min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = 15.88cm^2$$

$A_{min} = 15.88cm^2 > \max (A_1, A_2) \Rightarrow$ on ferraille avec A_{min}

$$A_s = \max (A_1, A_2) = 15.88cm^2$$

Niveau	Sections (cm ²)	N(KN)	M(KN,m)	Type	A calculé (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Aadopté (cm ²)
R.D.C	55*55	2442.845	15.7173	S.P.C	-28.96	24.2	3.45	4HA20+8HA14=24.89
		975.3328	176.7012	S.P.C	-3.123		3.45	
		346.0607	53.7705	S.E.T	8.65		15.88	
1 ^{er} +2 ^{ème}	50*55	2116.3095	37.6437	S.E.T	32.60	22	3.1395	8HA16+4HA14=22.24
		1555.3871	134.2133	S.E.T	26.28		3.1395	
		83.9177	17.5383	S.P.C	1.845		3.1395	
3 ^{ème}	50*50	1499.4552	32.3858	S.P.C	-17.56	20	2.837	4HA16+8HA14=20.36
		1080.1498	124.8436	S.P.C	-16.066		2.837	
		11.4889	12.9372	S.P.C	0.26		2.837	
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*50	1197.9935	33.5568	S.P.C	-23.025	18	2.55	4HA16+8HA14=20.36
		850.0664	104.3018	S.P.C	-4.35		2.55	
		8.3654	10.3339	S.P.C	0.24		2.55	
6 ^{ème} +7 ^{ème}	45*45	606.7988	26.736	S.P.C	-6.75	16.2	2.282	4HA16+8HA12=17.09
		219.5467	86.0119	S.P.C	2.56		2.282	
		22.2339	10.2463	S.P.C	-0.20		2.282	

Tableau V.10 Ferrailage des différentes sections de poteaux

B. Ferrailage transversale

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

Section (cm ²)	Φ _{lmin} (cm)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	V _u (KN)	S _t Zone courante (cm)	S _t Zone nodale (cm)	A _t ^{min} Zone courante (cm ²)	A _t ^{min} Zone nodale (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
55*55	0.8	2.856	5.192	2.5	109.9652	10	10	1.249	1.249	4HA8=2.01
50*55	1.4	2.142	3.89	3.75	136.9107	15	10	3.5	2.33	4HA10=3.14
50*50	1.4	2.142	4.284	3.75	96.3071	15	10	2.7	1.8	4HA10=3.14
45*50	1.4	2.142	4.284	3.75	87.2728	15	10	2.45	1.636	4HA10=3.14
45*45 ²	1.2	2.142	4.76	3.75	67.7894	15	10	2.11	1.41	4HA10=3.14

Tableau V.11 Ferrailage transversale des poteaux

Selon l'article A.7.1.3 du CBA93, le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\Phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow 8\text{mm} > 4.67\text{mm} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

V.3.4 Vérifications

a) Vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, c'est pour cela qu'ils doivent être justifié vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par le flambement, donc la vérification à faire est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calculé} = \frac{N_u}{\alpha} * \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9*\gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100*\gamma_s}\right)} \quad \text{CBA ART B.8.4.1}$$

Avec:

B_r : Section réduite du poteau tel que B_r=(b-2)*(h-2)

γ_b, γ_s : Coefficient de sécurité du béton et de l'acier respectivement tel que :

- γ_b=1.5 et γ_s=1.15 → Situation durable
- γ_b=1.15 et γ_s=1 → Situation accidentelle

A_s : Section d'aciers comprimés pris en compte dans le calcul

α : Coefficient de réduction qui est en fonction de l'élancement λ tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus concernant la vérification de l'état limite ultime de stabilité dans les poteaux, pour voir les détails de calculs veuillez consulter le chapitre2 :

Niveau	B (cm ²)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	N _u (MN)	B _r ≥ B _r calculé		Observations
							B _r (cm ²)	B _r calculé (cm ²)	
RDC	55*55	2.856	17.99	0.8073	24.2	2442.845	0.2809	0.137	✓ (CV)
1 ^{er} +2 ^{ème}	50*55	2.142	13.49	0.825	22	2116.3095	0.2544	0.116	✓ (CV)
3 ^{ème}	50*50	2.142	14.875	0.82	20	1499.4552	0.525	0.083	✓ (CV)
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*50	2.142	14.875	0.82	18	1197.9935	0.2064	0.065	✓ (CV)
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	45*45	2.142	16.48	0.82	16.2	606.7988	0.016	0.034	✓ (CV)

Tableau V.12 vérifications du flambement dans les poteaux

Commentaire : la condition de la stabilité de forme est vérifié dans tous les niveau, donc aucun poteau ne risque de flamber.

b) Vérifications des contraintes :

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, la vérification se fait sur les poteaux Les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, la procédure est la suivante :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieur} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieur} \end{array} \right.$$

Avec :

S : section homogène tel que : S=b*h+15(A+A')

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$V = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A' d' + Ad)}{s} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A' (V-d')^2 + 15A (d-V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}
B (cm²)	3025	2750	2500	2250	2025
d (cm)	52	52	47	47	42
A_s (cm²)	24.2	22	20	18	16.2
V (cm)	53.61	53.48	48.494	48.33	43.35
V' (cm)	1.383	1.513	1.505	1.661	1.6495
I_{yy'} (m⁴)	0.0282629	0.02550	0.0190	0.0169456	0.01222366
N_{ser} (KN)	1778.0306	1540.4198	1091.8506	872.651	442.8312
M_{ser} (KN.m)	44.5387	36.9719	26.2942	29.9972	60.0365
M_G^{ser} (KN.m)	508.78	437.17	282.813	233.586	152.366
σ_{bc1} (MPa)	6.427	6.0684	4.775	4.4763	4.155
σ_{bc2} (MPa)	5.560	5.271	4.0835	3.5912	1.945
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observations	✓ (CV)	✓ (CV)	✓ (CV)	✓ (CV)	✓ (CV)

Tableau V.13 vérifications des contraintes dans le béton

Commentaire : Les contraintes sont satisfaites pour tous les niveaux.

c) Vérifications aux sollicitations tangentielles :

Selon l'article 7.4.3.2 du RPA99version2003, 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

La vérification à faire est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$$

Les résultats représentés dans le tableau ci-dessous résume les vérifications dû au cisaillement dans les différents poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	I_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observations
RDC	55*55	2.856	5.192	0.075	0.52	109.9652	0.68	1.875	✓ (CV)
1 ^{er} +2 ^{ème}	50*55	2.142	3.89	0.040	0.52	136.9107	0.52	1	✓ (CV)
3 ^{ème}	50*50	2.142	4.284	0.040	0.47	96.3071	0.409	1	✓ (CV)
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*50	2.142	4.284	0.040	0.47	87.2728	0.412	1	✓ (CV)
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	45*45	2.142	4.76	0.040	0.42	67.7894	0.6586	1	✓ (CV)

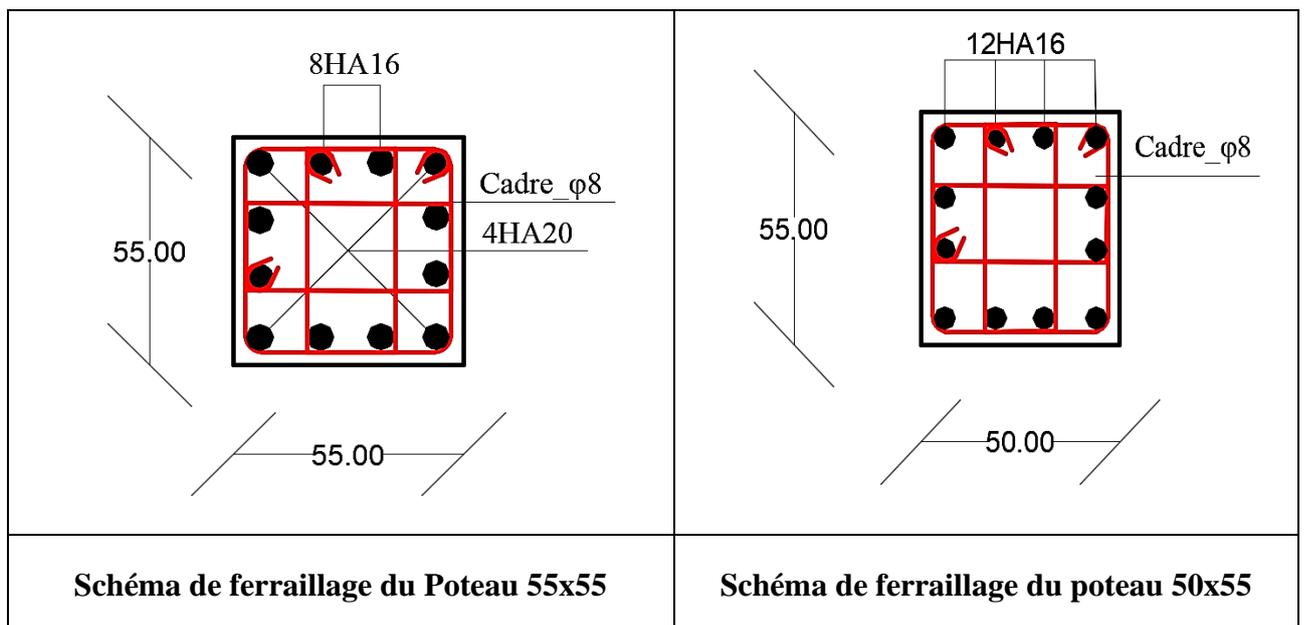
Tableau V.14 Vérifications au cisaillement dans les poteaux

Commentaire : toutes les conditions sont satisfaites donc pas de risque de rupture par cisaillement dans les poteaux.

V.3.5 Dispositions constructives des poteaux

- **Longueur des crochets :**
 $L = 10 \times \phi_l$
- **Longueur de recouvrement :**
 La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm. La longueur de recouvrement $L \geq 40 \phi$
 Pour : $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 56\text{cm}$
 Pour : $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 48\text{cm}$

V.3.6 Schéma de ferrailage des poteaux



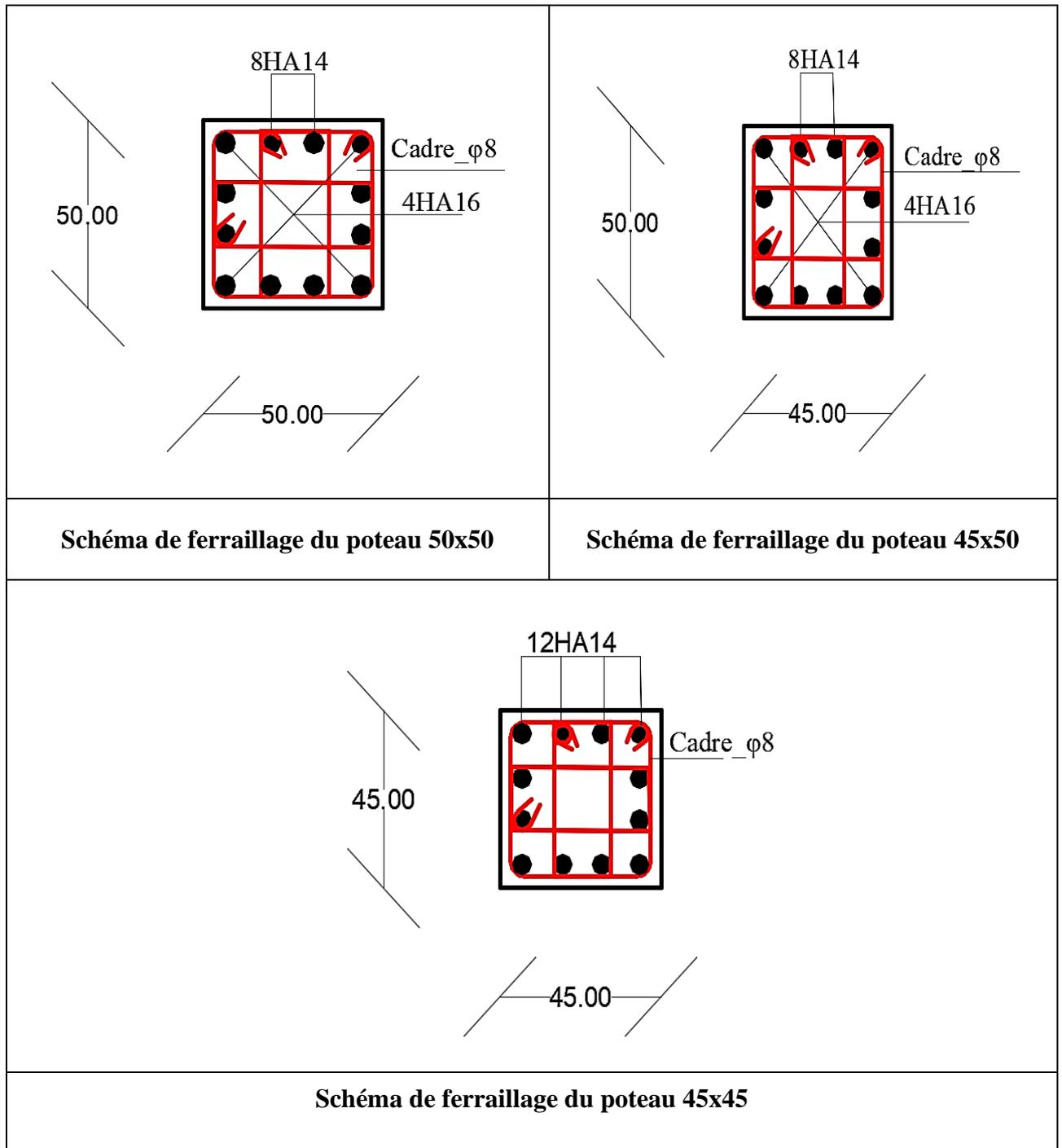


Figure V.5 schémas de ferrailage des poteaux

V.4 ETUDE DES VOILES

Le voile est un élément vertical de section ($e \times l$) qui travaille selon le même principe qu'un poteau. Le RPA99version2003 exige dans son article (3.4.A.1a) que pour une structure se situant en zone sismique II_a et dépassant les 14m de hauteur il était nécessaire de mettre des voiles de contreventement. Leur mode de rupture est comme suit :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Les calculs se feront selon les combinaisons les plus défavorables tiré de la modélisation :

- a) $1.35G+1.5Q$
- b) $G+Q$
- c) $G+Q\pm E$
- d) $0.8G\pm E$

Le ferrailage se fera sous les couples de combinaisons suivants :

- ✓ Moment maximal et son effort normal correspondant : $M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximal et son moment correspondant : $N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal et son moment correspondant : $N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

On distingue deux types de voiles dont le comportement diffèrent :

- Voiles élancés $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts $\frac{h}{l} < 1.5$

V.4.1 Recommandation du RPA99version2003

V.4.1.1 Armatures verticales : (Art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion et doivent respecter les perspectives suivantes :

- ❖ Les armatures verticales seront disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- ❖ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{\min} = 0.2\% (L_t \times e)$
Avec : L_t : longueur de la zone tendue
 e : épaisseur du voile
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile $S_t < e$
- ❖ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm
- ❖ Les barres verticales au dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres bannes n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

V.4.1.2 Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2)

Les barres horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants et de maintenir les armatures verticales afin de les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes entre les armatures verticales et horizontales : (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $A_{min} = 0.15\%$
 - En zone courante $A_{min} = 0.10\%$
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S_t \leq \min (1.5e ; 30cm)$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimés sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

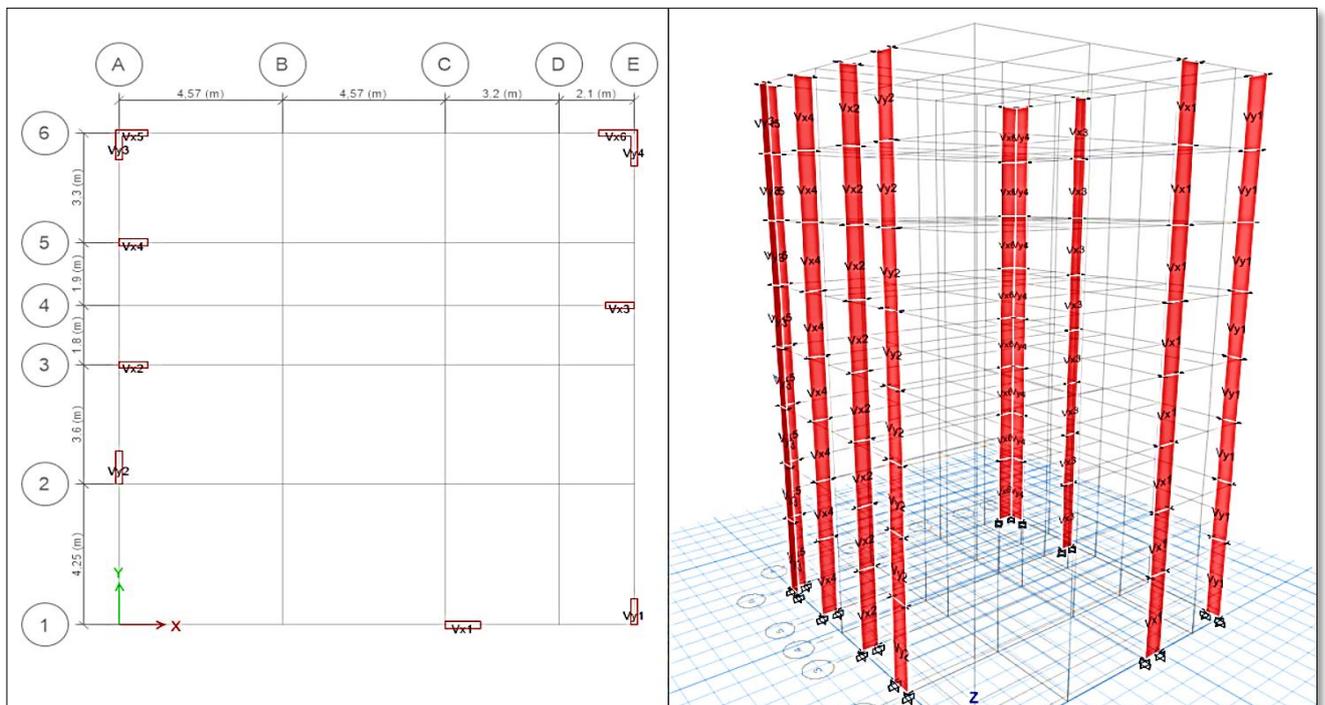


Figure V.6 Disposition des voiles de contreventement

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée, ils seront calculés sous effort normal « N » et moment fléchissant « M » issue de la modélisation avec le logiciel ETABS avec les sollicitations des couples de combinaison les plus défavorables mentionnée précédemment.

Le calcul sera établi par la méthode des contraintes.

$$\sigma^{\pm} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{l}{2}$$

Avec :

S : Section transversal du voile tél que : $S = e \times l$

I : Inertie du voile tél que : $I = \frac{e l^3}{12}$

N : Effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliquer

l : longueur du voile

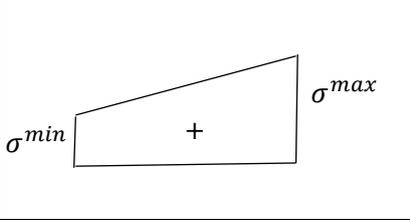
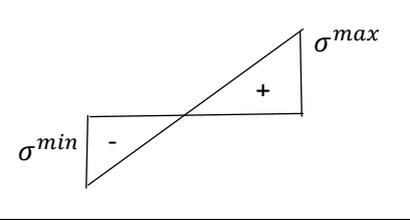
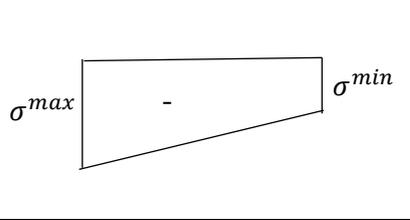
e : Epaisseur du voile

$\sigma^+ = \sigma^{\max}$: Contrainte au niveau de la fibre supérieure

$\sigma^- = \sigma^{\min}$: Contrainte au niveau de la fibre inférieure

l_t : longueur de la zone tendue tél que : $l_t = \frac{|\sigma|^- \times l}{|\sigma|^+ + |\sigma|^-}$

l_c : Longueur de la zone comprimée tél que : $l_c = L - 2 \times l_t$

		
$\sigma^{\max} > 0$; $\sigma^{\min} > 0$	$\sigma^{\max} > 0$; $\sigma^{\min} < 0$	$\sigma^{\max} < 0$; $\sigma^{\min} < 0$
S.E.C Section entièrement comprimée	S.P.C Section partiellement comprimée	S.E.T Section entièrement tendue

V.4.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du logiciel ETABS à partir des combinaisons les plus défavorables.

Niveau	Voiles	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		V^{max} (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x1}	1781.401	203.6599	17.5474	218.9189	473.0148	460.3064	112.1415
		ELA		ELA		ELA		
	V_{x5}	2038.2837	82.8229	125.2676	79.5986	1841.1012	457.7512	108.5993
		ELA		ELA		ELA		
V_{y1}	1018.9247	296.2368	73.6822	325.3474	331.0984	243.4056	74.9998	
	ELA		ELA		ELA			
V_{y2}	1999.5	18.4356	571.8164	592.576	596.9515	986.2137	137.0328	
	ELU _f		ELA		ELA			
EC	V_{x1}	1533.2165	116.1484	10.4985	84.5359	168.919	1387.0643	72.9976
		ELA		ELA		ELA		
	V_{x5}	1490.3706	33.2541	145.8474	34.3267	203.6398	843.5104	96.1475
		ELA		ELA		ELA		
V_{y1}	867.9306	102.8318	64.6635	108.8615	109.9104	210.7073	48.1326	
	ELA		ELA		ELA			
V_{y2}	1734.8423	42.7623	209.7386	54.8894	278.6169	867.5187	131.6672	
	ELU _f		ELA		ELA			
T.I	V_{x1}	132.7165	38.5373	60.9629	21.1794	47.2875	109.4202	32.1923
		ELU _f		ELA		ELA		
	V_{x5}	187.2893	32.8591	49.9022	24.0967	32.5891	187.2893	30.783
		ELA		ELA		ELA		
V_{y1}	106.971	25.5715	41.6832	20.9183	32.2007	92.9928	26.9913	
	ELU _f		ELA		ELA			
V_{y2}	250.5281	53.0533	116.6693	58.9591	84.0587	165.0956	52.3903	
	ELU _f		ELA		ELA			

Tableau V.15 Sollicitations dans les voiles

V.4.2.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage des voiles se fait en flexion composée suivant les couples de combinaisons les plus défavorables.

Sens XX :

V_{x1} et V_{x6} ont la même section (0.2*1)m \Rightarrow les résultats du ferrailage qui seront exposés seront ceux du voile V_{x1}

V_{x2} , V_{x3} , V_{x4} , V_{x5} ont la même section (0.2*0.8)m \Rightarrow les résultats du ferrailage qui seront exposés seront ceux du voile V_{x5}

Sens YY :

V_{y2} , V_{y4} ont la même section (0.2*1)m \Rightarrow les résultats du ferrailage qui seront exposés seront ceux du voile V_{y2}

V_{y1} , V_{y3} ont la même section (0.2*0.8)m \Rightarrow les résultats du ferrailage qui seront exposés seront ceux du voile V_{y1}

Les armatures de la section horizontal est calculé comme suit :

$$A_h = \frac{\tau_u * S_t * e}{0.8 * f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_{max}}{e * d}$$

Tous les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau Sections	RDC	E.C	T.I
l (m)	1	1	1
e (m)	0.2	0.2	0.2
d (m)	0.9	0.9	0.9
N (KN)	460.3064	10.4985	132.7165
M (KN.m)	473.0148	84.5359	38.5373
σ^+ (MPA)	17.08	2.69	1.86
σ^- (MPA)	-12.48	-2.58	-0.54
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	112.1415	72.9976	32.1923
τ (MPA)	0.872	0.567	0.25
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5
l_t (m)	0.42	0.5	/
l_c (m)	0.16	0	/
A_c^{calculé} (cm²)	9.55	2.25	-0.81
A_v^{min} (cm²)	3	3	3
A_v^{adopté} (cm²)	7HA14=10.78	5HA10=3.93	5HA10=3.93
S_t (cm)	15	15	15
A_h^{calculé} (cm²)	1.09	0.708	0.31
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adopté} (cm²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.16 Ferrailage du voile V_{x1} (0.2*1) m²

Niveau Sections	RDC	E.C	T.I
l (m)	0.8	0.8	0.8
e (m)	0.2	0.2	0.2
d (m)	0.72	0.72	0.72
N (KN)	1841.1012	145.8474	49.9022
M (KN.m)	457.7512	34.3267	24.0967
σ^+ (MPa)	32.97	2.52	1.44
σ^- (MPa)	-10	-0.69	-0.81
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	108.5993	96.1475	30.783
τ (MPa)	1.05	0.93	0.3
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
l _t (m)	0.18	/	0.3
l _c (m)	0.44	/	0.2
A _c ^{calculé} (cm ²)	3.37	-19.63	0.15
A _v ^{min} (cm ²)	2.4	2.4	2.4
A _v ^{adopté} (cm ²)	5HA10=3.93	5HA10=3.93	5HA10=3.93
S _t (cm)	15	15	15
A _h ^{calculé} (cm ²)	1.31	1.16	0.375
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A _h ^{adopté} (cm ²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.17 Ferrailage du voile V_{x5} (0.2*0.8) m²

Niveau Sections	RDC	E.C	T.I
l (m)	0.8	0.8	0.8
e (m)	0.2	0.2	0.2
d (m)	0.72	0.72	0.72
N (KN)	73.6822	64.6635	41.6832
M (KN.m)	352.3474	108.4615	20.9183
σ^+ (MPA)	15.71	5.5	1.24
σ^- (MPA)	-14.79	-4.68	-0.72
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	74.9998	48.1326	26.9913
τ (MPA)	0.729	0.467	0.262
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5
l _t (m)	0.38	0.36	0.3
l _c (m)	0.04	0.08	0.2
A _c ^{calculé} (cm ²)	11.57	3	0.15
A _v ^{min} (cm ²)	2.4	2.4	2.4
A _v ^{adopté} (cm ²)	6HA16=12.06	5HA10=3.93	5HA10=3.93
S _t (cm)	15	15	15
A _h ^{calculé} (cm ²)	0.91	0.6	0.3275
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A _h ^{adopté} (cm ²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.18 Ferrailage du voile V_{v1} (0.2*0.8) m²

Niveau Sections	RDC	E.C	T.I
l (m)	1	1	1
e (m)	0.2	0.2	0.2
d (m)	0.9	0.9	0.9
N (KN)	571.8164	1734.8423	165.0956
M (KN.m)	592.575	42.7623	84.0587
σ^+ (MPA)	21.34	10.01	3.45
σ^- (MPA)	-15.65	7.33	-1.8
Type de section	S.P.C	S.E.C	S.P.C
V (KN)	137.0328	131.6672	52.3903
τ (MPA)	1.06	1.02	0.407
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5
l _t (m)	0.42	/	0.34
l _c (m)	0.16	/	0.32
A _c ^{calculé} (cm ²)	13.07	-13.31	0.18
A _v ^{min} (cm ²)	3	3	3
A _v ^{adopté} (cm ²)	7HA16=14.07	5HA10=3.93	5HA10=3.93
S _t (cm)	15	15	15
A _h ^{calculé} (cm ²)	1.32	1.46	0.5
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A _h ^{adopté} (cm ²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.19 Ferrailage du voile V_{v2} (0.2*1) m²

V.4.3 Schéma de ferrailage du voile

Le schéma exposé ci-dessous est le ferrailage du voile V_{x1} (0.2×1) m²

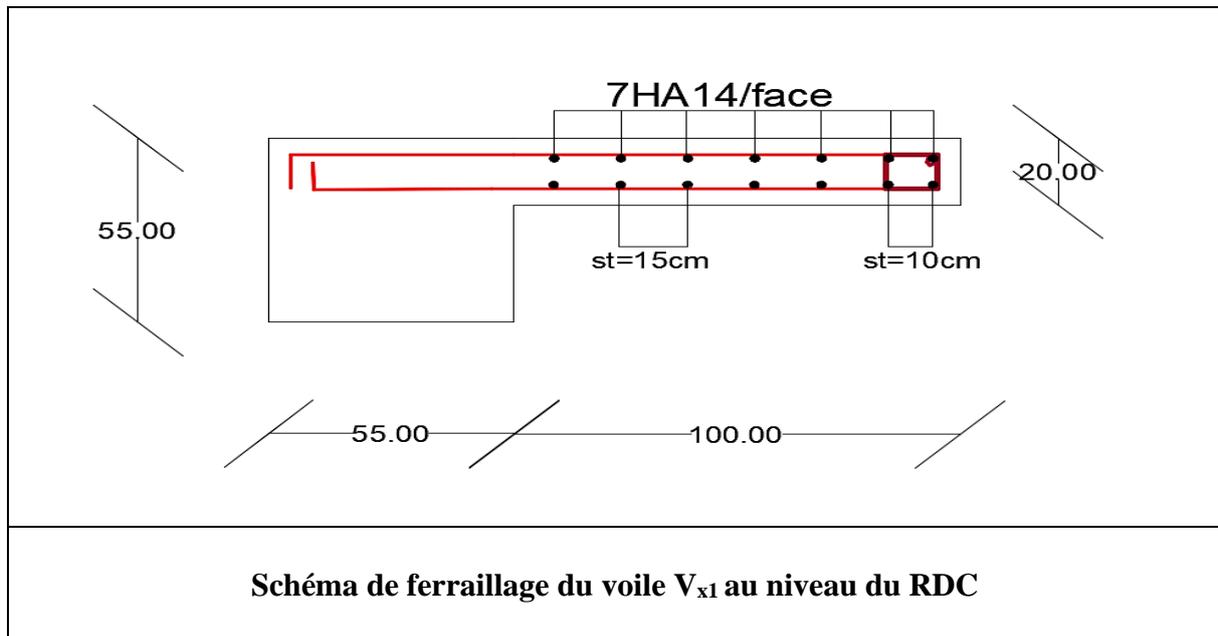


Figure V.7 Schéma de ferrailage du voile

V.5 CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, le ferrailage des éléments porteurs est très important et doit impérativement répondre aux exigences du RPA99version2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur qu'on peut concrétiser en jouant avec le choix des armatures adoptées dans les éléments, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments essentiels du génie civil, assurant la stabilité et la sécurité des structures de construction en transférant les charges au sol de manière efficace. Une conception et une construction appropriées des fondations sont nécessaires pour garantir la durabilité et la fiabilité des infrastructures.

Le choix de fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Le type des fondations nous citons :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2 Combinaison d'action

D'après le RPA99/V2003(Article10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.3 Calcul des fondations :

VI.3.1 Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de BOUIRA. Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.6$ bars pour l'ensemble du site.

- types de sol : classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

- Ancrage des fondations : D = 2.2 m

Pour savoir qu'elle type de fondation superficielle nous allons adopter nous devons faire cette vérification :

$$\frac{N_s^{tot}}{S_{fondation}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{fondation} \geq \frac{N_s^{tot}}{\overline{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_{fondation} \geq \frac{22240.3689}{160} \rightarrow S_{fondation} = 139 \text{ m}^2$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% \right)$$

On calcul surface de bâtiment :

$$S_1 = 5.3 \times 16.45 = 87.185 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 10.64 \times 13.6 = 144.704 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}}^{\text{tot}} = 231.889 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{139}{231.889} \times 100 = 59.94 \% > 50\% \text{ donc on envisage un radier général}$$

VI.4. ETUDE DU RADIER GENERAL

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

Un radier est une dalle pleine, ou bien une dalle inversée, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

a) Selon la condition de coffrage :

✓ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire e aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{540}{20}$$

$$h_r \geq 27 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_r = 30 \text{ cm}$$

Avec : L_{max} est la plus grande distance entre deux poteaux. Une hauteur minimale de 25 cm.

✓ La nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{540}{10}$$

$$h_t \geq 54 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (25 cm)

c) Condition de la rigidité (raideur) :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40000 \text{ KN/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \frac{kg}{cm^3} & \text{Très mauvais} \\ 4 \frac{kg}{cm^3} & \text{Sol moyen} \\ 12 \frac{kg}{cm^3} & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{max} = 5.4 \text{ m}, E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2, K = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.4^4 \times 40000 \times 10^{-3}}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7 \times 10^{-3}}} \rightarrow h_t \geq 0.804 \text{ m}$$

Soit : $h_t = 85 \text{ cm}$

✚ La largeur de la nervure

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t \rightarrow 25.5 < b < 59.5 \text{ cm}$$

Soit $b = 55 \text{ cm}$

✚ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 85 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$

$$S_{radier} = 231.859 \text{ m}^2$$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

VI.4.2. Vérification nécessaire

VI.4.2.1. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité Dans notre cas le poteau(C7) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU, et d'après le CBA93 (Art A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

N_u : Charge revenant au poteau le plus chargé a l'ELU (le poteau C7). $N_u = 2442.854 \text{ KN}$.

$$\mu_c = 2(A + B)$$

Avec :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.4\text{m} \\ B = B + h_t = 1.4\text{m} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(1.4 + 1.4) = 5.6\text{m}$$

$$Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 5.6 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$Q_u = 3570 \text{ KN}$$

$$N_u = 2442.854 \text{ KN} \leq Q_u = 3570 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

VI.4.2.2. Vérification aux cisaillements

D'après le CBA93 5Art 5.1.2.1.1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \times 1 = \frac{2443.854 \times 5.4}{2 \times 139} = 47.47 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times b}{1.25} = \frac{47.47 \times 10^{-3} \times 1}{1.25} \rightarrow d \geq 0.0379\text{m} \approx 3.8 \text{ cm}$$

VI.5 FERRAILLAGE DU RADIER :

Il sera calculé comme une dalle pleine renversé et sollicitée a la flexion simple causée par la réaction du sol, on va calculer le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

$$L_x = 5.3 \text{ m}$$

$$L_y = 5.4\text{m}$$

On fait le calcul pour une bande de 1ml

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98\text{m} > 0.4$$

→ La dalle travaille dans les deux sens

🚦 Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{tot}} + 1.35G_0$$

$$G_0 = \rho * e = 25 * 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{30444.3958}{231.889} + 1.35 * 7.5 = 141.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{tot}} + G_0$$

$$q_s = \frac{22240.3689}{231.889} + 7.5 = 103.4 \text{ KN/m}^2$$

$$ELU: \begin{cases} \rho = 0.98 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \rho = 0.98 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

Evaluation des moments :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 0.0384 \times 141.41 \times 5.3^2 = 152.53 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.9545 \times 152.53 = 145.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x * Q_s * L_x^2 = 0.0457 \times 103.4 \times 5.3^2 = 132.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.9694 \times 132.73 = 128.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x = 129.6505 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y = 123.7515 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x = 112.8205 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y = 109.361 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -0.5 * M_0^x = -76.265 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -0.5 * M_0^x = -66.365 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b * h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

ELU									
Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A^{adopté}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	X-X	129.6505	0.141	0.19	0.231	16.12	2.424	11HA14=16.93	15
	Y-Y	123.7515	0.139	0.18	0.232	15.32	2.4	10HA14=15.39	10
Appuis		76.265	0.085	0.11	0.239	9.17	2.4	6HA14=9.24	17

Tableau VI.1. Calcul des armatures pour la dalle

Espacement :

Sens X-X :

$$St \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm})$$

Sens Y-Y :

$$St \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm})$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$h=30\text{cm} ; b=100\text{cm} ; \rho=0.98 ; f_e=400 \text{ MPA}, \rho_0 = 0.0008 , f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} , f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} h \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_x^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_u^x = q \frac{L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{141.41 \times 5.3}{2} \times \frac{5.4^4}{5.3^4 + 5.4^4} = 194.369 \text{ KN} \\ V_u^y = q \frac{L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{141.41 \times 5.4}{2} \times \frac{5.3^4}{5.4^4 + 5.3^4} = 183.77 \text{ KN} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{194.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.77 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{183.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.73 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✚ **Vérification des contraintes :**

✚ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

✚ **Etat limite de déformation du béton :**

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} * f_{c28}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

Avec :

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 * \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(A * d + A' * d') = 0$$

Exemple de calcul : ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\frac{1}{2} * y^2 + 15 * 16.93 * 10^{-4} * y - 15 * 16.93 * 10^{-4} * 0.25 = 0$$

$$0.5 * y^2 + 0.025y - 0.00634 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.115 \rightarrow y = 0.09\text{m} = 9\text{cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (9)^3 + 15 \times 16.93 \times (25 - 9)^2 = 89311.2 \text{ cm}^4$$

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ⁴)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	112.8205	16.93	9	89311.2	11.36	15	(C.V)	303.17	201.63	(N.V)
	Y-Y	109.361	15.39	8.69	83284.31	11.41	15	(C.V)	321.25	201.63	(N.V)
Appuis	/	66.365	9.24	8.44	58049.16	6.58	15	(C.V)	193.82	201.63	(C.V)

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Remarque :

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées au niveau de la travée dans les deux directions, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma}_s} \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90 * \beta * \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b*d^2*\overline{\sigma}_s}$$

Le tableau suivant résume les nouvelles sections d'armatures adoptés :

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	β (cm)	α	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	S_t (cm)
Travée	xx	112.8205	0.0089	0.423	26.05	14HA16=28.15	15
	yy	109.361	0.0086	0.417	25.19	14HA16=28.15	15

Tableau VI.3. Nouvelles sections adoptées après recalcul à l'ELS

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ⁴)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	112.8205	26.14	14.54	145364.44	11.29	15	(C.V)	121.77	201.63	(C.V)
	Y-Y	109.361	25.76	14.38	142698.54	11.02	15	(C.V)	122.08	201.63	(C.V)

Tableau VI.4. Vérifications des contraintes à l'ELS après augmentation des sections d'aciers

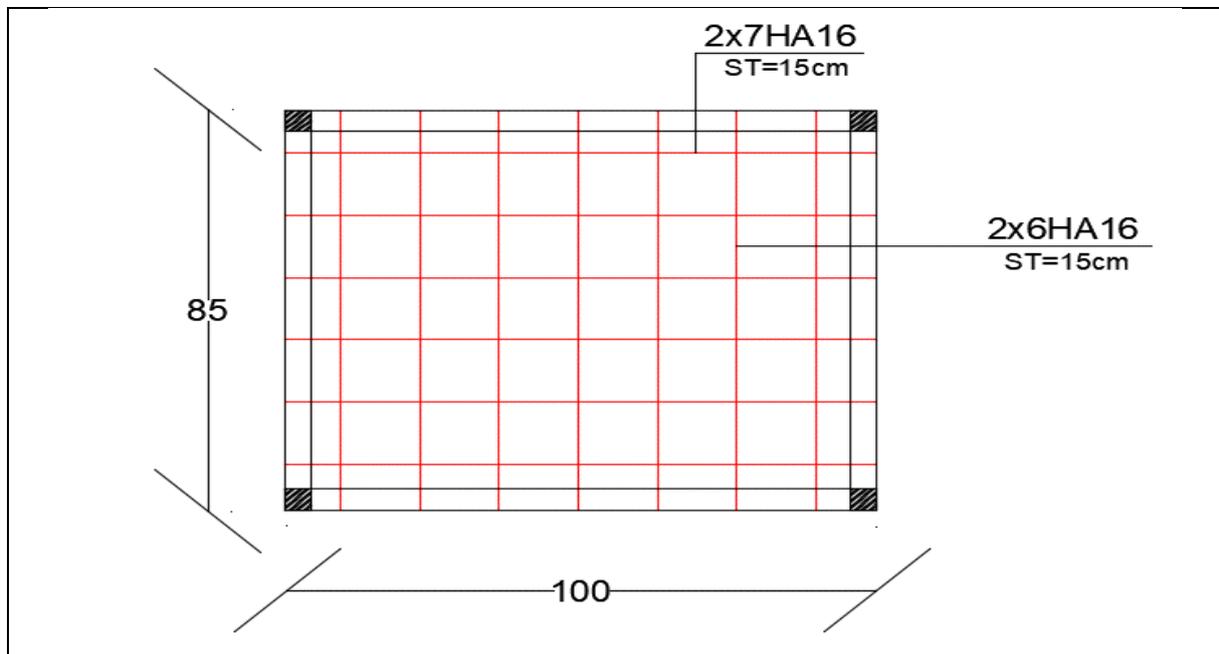


Figure VI.1 Schéma de ferrailage du Radier

VI.6 ETUDE DES NERVURES

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires.

➤ **Méthode de Calcul :**

• **Charges Triangulaires :**

- Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} * \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

- Cas d'une seule charge triangulaire par travée : $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * p * l_x \\ q_v = \frac{1}{2} * p * l_x \end{cases}$

Remarque :

Ces expressions sont établies pour des poutres supportant des charges triangulaires dans les deux coté, pour des poutres recevant une charge triangulaire d'un seul coté ses expressions sont à diviser par deux.

• **Charges Trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{p_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{p_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{p_g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{p_d}{3}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

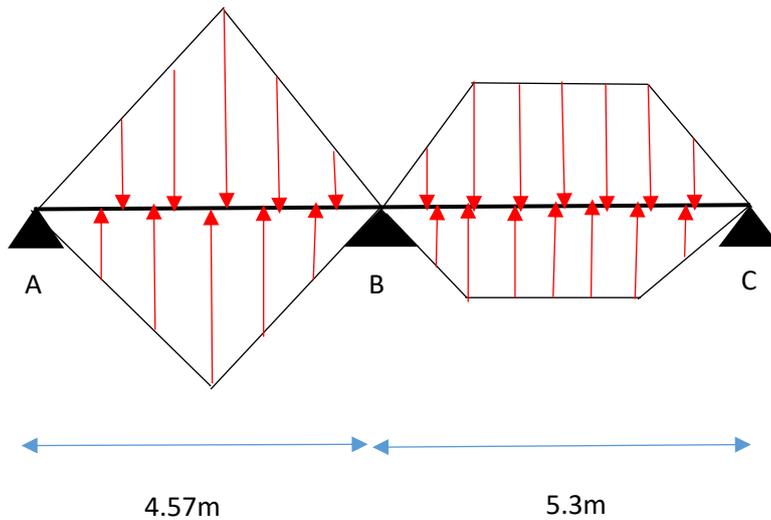
P : charges réparties sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toute la nervure.

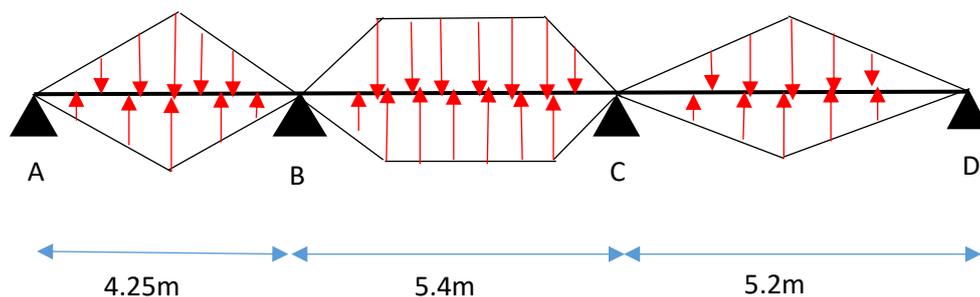
SENS X-X :

Figure VI.2 : Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X



SENS Y-Y :

Figure VI.3 : Sollicitation sur les nervures dans le sens Y-Y



Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée :

On a :

$$N'_u = N_u - N_{nser} = 30444.3958 - 1.35 * 2442.845 = 27146.55KN$$

$$N'_s = N_s - N_{nser} = 22240.3689 - 2442.845 = 19797.52KN$$

Donc :

$$q_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 117.08KN/m^2$$

$$q_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 85.38KN/m^2$$

Les résultats des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	Travée	L(m)	$q_m(KN)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$X_0(m)$	$M_t(KN.m)$
ELU	X-X	A-B	4.57	360.45	0	-852.43	2.85	665.22
		B-C	5.3	403.23	-852.43	0	2.79	912.02
	Y-Y	A-B	4.25	345.60	0	-866.23	2.3	624.16
		B-C	5.4	420.76	-866.23	-840.12	3.18	929.22
		C-D	5.2	380.25	-840.12	0	2.83	876.46
ELS	X-X	A-B	4.57	260.88	0	-690.69	2.85	678.89
		B-C	5.3	330.3	-690.69	0	2.79	1004.66
	Y-Y	A-B	4.25	234.54	0	-711.20	2.3	677.78
		B-C	5.4	368.86	-711.20	-682.82	3.18	1111.2
		C-D	5.2	355.58	-682.82	0	2.83	985.47

Tableau VI.3 : Tableau des sollicitations dans les deux sens à l'ELU et à l'ELS

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple

- **Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens selon CBA (Art4.1.3)**

Données :

$$h_t = 0.85m ; h_r = 0.3m ; b_0 = 0.55m ; d = 0.8m ; d' = 0.05m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.3}{2}; \frac{4.25}{10}\right) \Rightarrow b = 1.4m \\ \text{Sens Y - Y : } \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{2}; \frac{l_x^{min}}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.4}{2}; \frac{4.57}{10}\right) \Rightarrow b = 1.467m \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$M_{Tu} = b * h_0 * f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) > M_u \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section } (b * h)$$

Localisation		$M_u(KN.m)$	$A^{calculé}(cm^2/ml)$	$A^{min}(cm^2/ml)$	$A^{adopté}(cm^2/ml)$
X-X	Travée	912.02	28.54	16.14	4HA25+4HA20=32.21
	Appuis	-852.43	23.23	16.14	4HA25+4HA20=32.21
Y-Y	Travée	929.22	41.65	20.46	5HA32+2HA16=44.23
	Appuis	-866.23	40.55	20.46	5HA32+2HA25=50.03

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures

- Vérifications nécessaires :
- Vérification au cisaillement :

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ F.N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{339.26 * 10^{-3}}{1.4 * 0.8} = 0.302 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV) \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{385.26 * 10^{-3}}{1.467 * 0.8} = 0.328 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV) \end{array} \right.$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{Fissuration nuisible } \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{15 * M_{ser}}{I * (d-y)}$$

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X-X	Travée	1004.66	30.2	4006510	6.89 ≤ 15	✓ (CV)	217.21 ≤ 201.63	* (NV)
	Appuis	-690.69	22.54	2654130	4.86 ≤ 15	✓ (CV)	231.25 ≤ 201.63	* (NV)
Y-Y	Travée	1111.2	30.89	4826741	7.11 ≤ 15	✓ (CV)	221.52 ≤ 201.63	* (NV)
	Appuis	-711.20	23.11	3140000	5.34 ≤ 15	✓ (CV)	240.13 ≤ 201.63	* (NV)

Tableau VI.5 : Récapitulatif des vérifications des contraintes

Les contraintes de traction ne sont pas vérifiées donc, on doit augmenter la section d'acier

$$\underline{\text{SENS X-X}} : \begin{cases} \text{Travée: } 5HA20 + 5HA20 = 31.42\text{cm}^2 \\ \text{Appuis: } 5HA20 + 5HA25 = 40.25\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\underline{\text{SENS Y-Y}} : \begin{cases} \text{Travée: } 6HA25 + 6HA32 = 67.7\text{cm}^2 \\ \text{Appuis: } 6HA25 + 6HA32 = 67.7\text{cm}^2 \end{cases}$$

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X-X	Travée	1004.66	32.4	4772001	5.24 ≤ 15	✓ (CV)	176.24 ≤ 201.63	✓ (CV)
	Appuis	-690.69	26.55	3251026	3.16 ≤ 15	✓ (CV)	166.01 ≤ 201.63	✓ (CV)
Y-Y	Travée	1111.2	33.8	5621340	5.01 ≤ 15	✓ (CV)	198.52 ≤ 201.63	✓ (CV)
	Appuis	-711.20	27.32	4086087	6.34 ≤ 15	✓ (CV)	169.85 ≤ 201.63	✓ (CV)

Tableau VI.6 : Vérification à l'ELS après augmentation de la section d'acier

➤ **Armatures Transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{min} \right] \leq 16\text{cm} \Rightarrow \phi_t = 15\text{cm}$$

$$A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

$$S_t = \min \begin{cases} 1). S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \\ 2). S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 * f_{t28}]} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Armatures 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 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc :

$$A_p = 3 * 0.85 = 2.55\text{cm}^2$$

Soit :

$$2HA14 = 3.08\text{cm}^2 / \text{face.}$$

➤ Schéma de ferrailage des nervures :

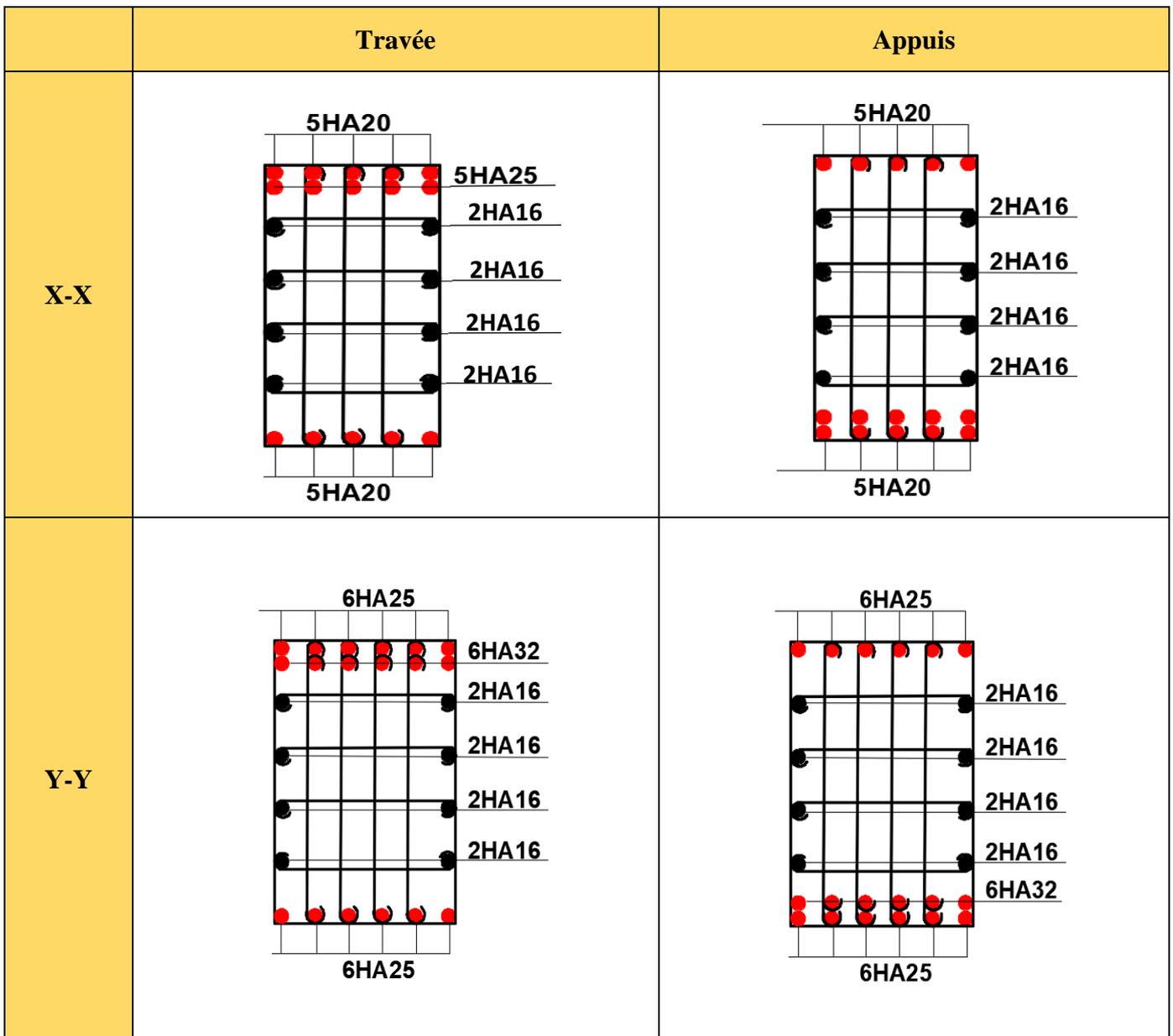


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des nervures

VI.7 CONCLUSION

Dans l'étude de ce chapitre, nous avons vu que l'étude de l'infrastructure ne peut aboutir sans une bonne connaissance des éléments qui constituent la superstructure.

Dans notre étude nous avons finalement opté pour un radier nervuré car il représente plusieurs avantages :

- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution
- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la force de pression apporté par la structure.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'étude, nous constatons que le génie civil ne cesse d'évoluer et ce sur tous les niveaux.

L'étude de ce mémoire nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle et de les améliorer en se basant sur les documents techniques et les applications en suivant les méthodes adéquates.

D'après les étapes que nous avons suivie tout en long de l'élaboration du travail, on peut dire que :

- Le prédimensionnement est une étape préliminaire et nous permet ainsi d'avoir une idée générale sur les sections des éléments à adoptés.
- L'étude des éléments secondaires reste indispensable afin de déterminer le ferrailage nécessaire de ces derniers et d'évaluer leur résistance.
- L'étude dynamique est l'étape la plus importante, car elle permet de modéliser la structure de la façon la plus réaliste et ce grâce et la technologie des outils informatiques, nous citons le logiciel utilisé dans notre cas ETABS, qui grâce aux résultats obtenus nous a permis de confirmer et d'approuver les sections préalablement définies auparavant et ce après avoir effectué quelques vérifications suivant le règlement parasismique.
- L'étude des éléments structuraux nous permet d'avoir un ferrailage optimal. Et enfin l'infrastructure reste la base de toute étude, car il ne peut y avoir de construction sans fondations solide.

Pour conclure, nous tenons a noter que ce projet a été une première expérience très bénéfique qui nous propulse vers le monde professionnelle, puisqu'elle nous a permis de concrétiser notre apprentissage théorique. Et en dernier nous souhaitons que ce modeste travail soit à la hauteur de notre engouement et apportera un plus à tous ceux qui le consulteront.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ B.A.E. L91 modifié 93 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Code du béton armé (CBA93), Edition CGS, décembre 1993.
- ❖ DTR B.C 2.2 document technique réglementaire, charges et surcharges d'exploitations.
- ❖ DTR B.C 2.33.1 document technique réglementaire, règle de calcul des fondations superficielles.
- ❖ RPA99 version 2003 « Règles parasismiques algériennes »

AUTRE DOCUMENTS UTILISES :

- Cours en béton armé du cursus
- Anciens mémoires de fin d'étude

LOGICIELS UTILISES :

- Logiciel AUTOCAD version 2016
- Logiciel ETABS version 2018

ANNEXES

ANNEXE 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Tableau des Armatures en (cm²)

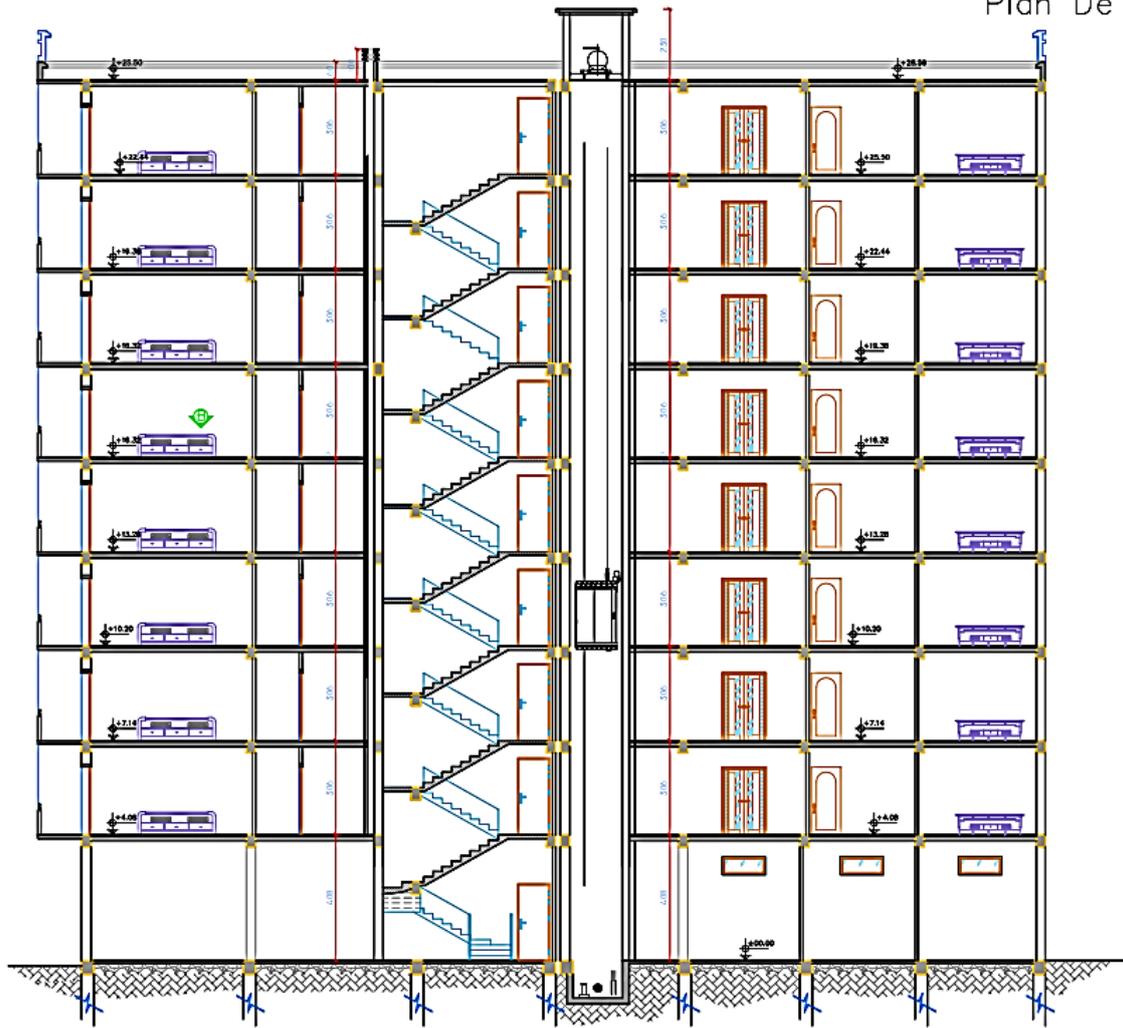
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

PLANS
ARCHITECTURAUX





Plan De



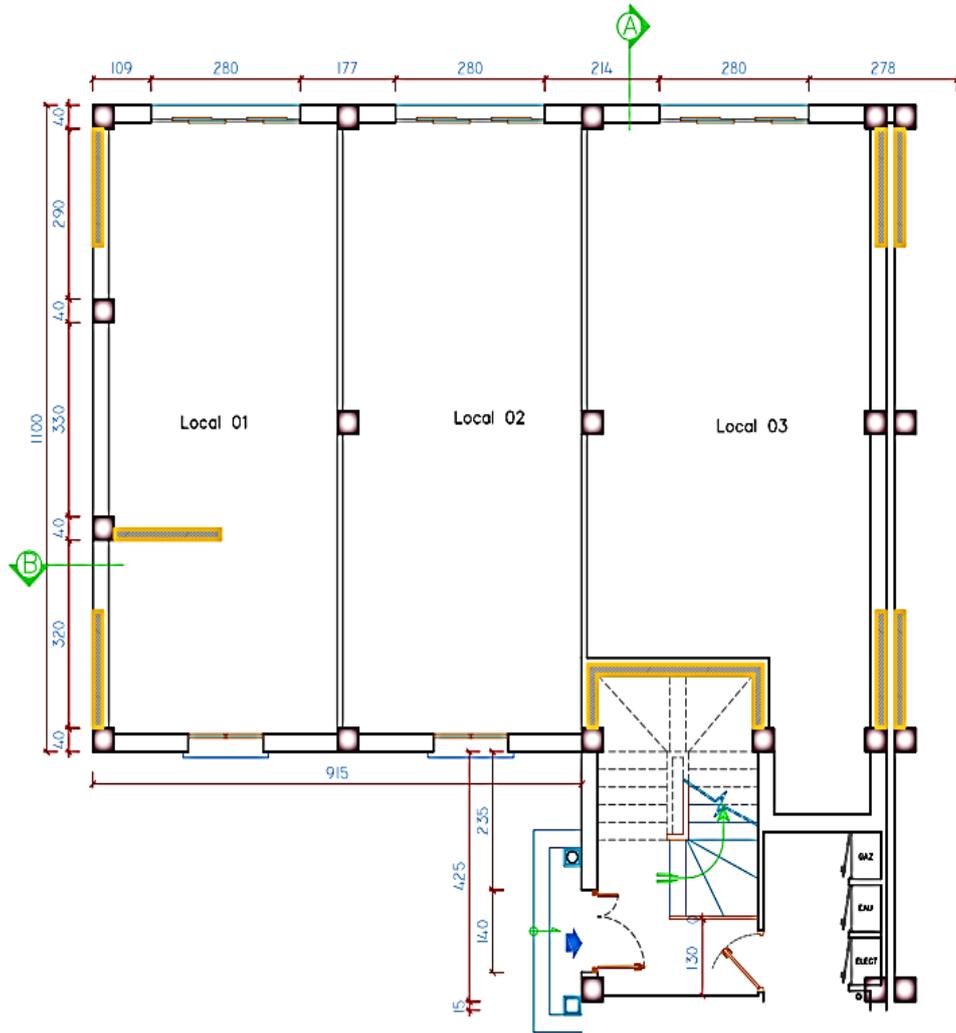
Coupe A-A

situation

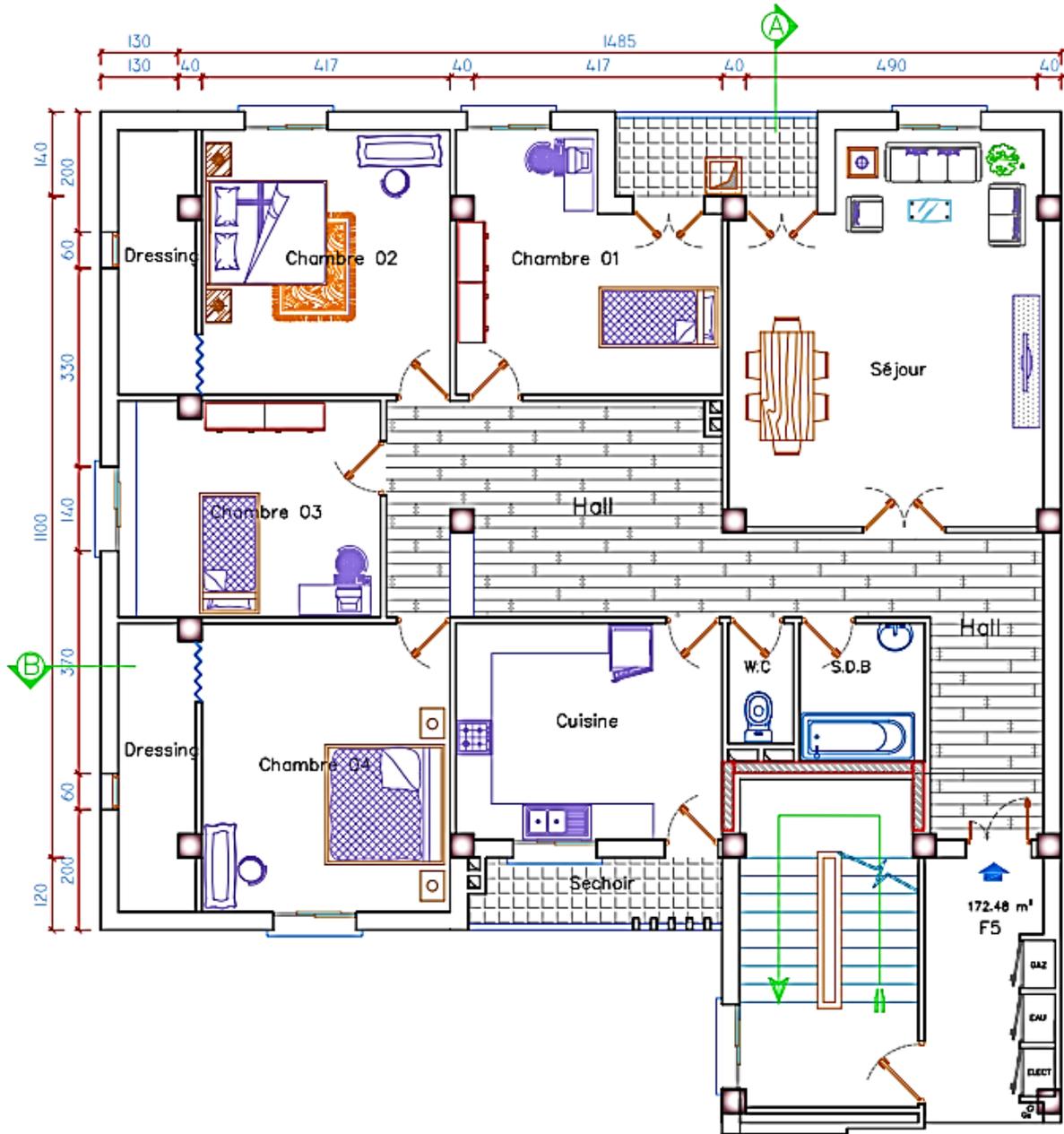


Coupe B-B

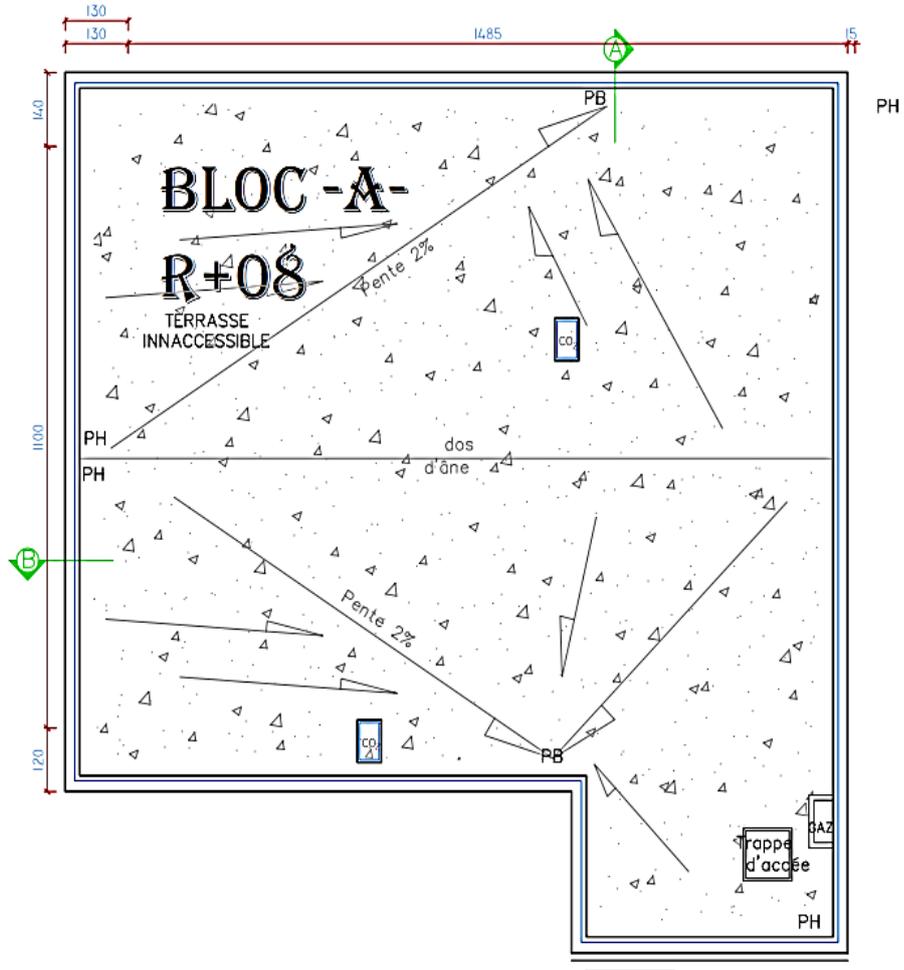
plan RDC



plan étage courant



plan terrasse



X. CONCLUSION:

Le terrain retenu pour le projet 10/100/1750 LPL à AIN BESSAM, constitué d'une assise de marne beige peu sableuse avec des concrétions de calcaire, surmonté par une couche d'argile noirâtre. L'ensemble de ces formations recouvertes par une couche de remblais.

Les résultats pénétrométrique, montre que le terrain est homogène, détenant des valeurs de résistance en pointe appréciables à partir des trois premiers mètre de profondeur pour l'ensemble des essais.

Les essais de laboratoire montrent les échantillons testés présent les caractéristiques géotechniques suivantes : sols fins, peu plastiques

Les résultats de l'analyse chimique, montrent un sol d'agressivité nulle vis-à-vis des sulfates.

En tenant compte de la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de nos investigations in-situ, nous vous suggérons :

- Des fondations superficielles de type semelles **filant** ou **isolées** reliées par des longrines, ancrées à partir de **2.20 m** de profondeur, en dépassant toute épaisseur éventuelle de remblais.
- Un taux de travail de l'ordre de **1.60 bars**.

RECOMMANDATIONS:

En tenant compte de l'ensemble des résultats il est impératif :

- > préconisée un système de drainage périphérique au voisinage immédiat des fondations pour l'ensemble des blocs.
- > Tout ancrage doit se faire en dépassant la couche d'argile noirâtre.
- > Assurer une assise homogène des fondations dans pour l'ouvrage.

Le L.H.C.C du Bouira reste à votre entière disposition pour tout renseignement que vous jugerez nécessaire.

L'ingénieur Chargé D'étude :

