



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment ($\mathbb{R}+9$) à usage multiple
contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

OUMAMAR Khedidja

LAMRANI Nawal

Encadré par :

M^R CHELOUAH Nasser

Membres de jury:

M^{II}E MEZIANI

M^R OURABAH

Juin 2014

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^r Chelouah sans oublier Mr Benatsou d'avoir accepté de nous guider dans ce travail. On tient à remercier Mr Bradai et Mr Saadeddine pour leurs aide et leurs encouragements, tout le personnel du groupe Lalaoui surtout Mme Hassina et Mr Loutfi

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

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances:

A celle qui ma tout donnée, sacrifiée, à celle qui a rêvé de voir ce jour à la femme qui règne sur mon cœur, ma mère.

A celui qui ma toujours donné la confiance en soi et qui ma toujours encouragé, à l'être le plus cher au monde, mon père.

A la mémoire de ma grand- mère yema Nouara et mes grands parents

A mes très chers frères Akli et Zahir

A mes très chères sœurs Taous Meriem et Nabila

A mes nièces Djouhra , Liliche et le mignon Adem

A ma grand-mère Baya et ma tante Zakia et à tous ses enfants

A mon binome Khedidja et sa famille et son fiancé Halim

A mes chères amies : Lili, Rahima, Lamia, Djidjette, Dida, et Mina

A mes oncles dada Hachemi, dada Nabil, farid et nassim

A mes oncles et mes tantes (Nadir, Djamel, Salim, Noura et Hakima)

A Malika, Nacera et Djamila et leurs enfants.

A tous mes amis et particulièrement ceux du génie civil promotion 2014

Nawel

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail :

A la mémoire de mon très cher père qui a offert la lumière à mes yeux et qui avait hâte de me voir réussir. Que dieu lui accorde sa miséricorde

A ma très chère mère qui a toujours été à mes cotés, toute ma reconnaissance et tout mon amour pour toi maman

A mon très cher fiancé Halim qui ne cesse de me soutenir

A mes aimables frères : Hachmi , Bouhou , Idris et Arab

A mes adorables sœurs : Zakia, Chafiaa, Hafida, Vouva, Nassima,

Nedjima

A mon binôme Nawal que je remercie pour sa ponctualité et sa volonté

A mes chères amies : Lili, Ouardia, Yasmina , Fatima et Meriem

A tous mes neveux et à toutes mes nièces

(Bichou, Mellissa, Soulef, Bihouche , Zinouba , Maya, Sophie, Gouraya, Meriem, Said Tihouche, Dalia, Kalila, Sara, Laila, Litissia, Ferial et Taos)

A toute la famille Ghodbane

A monsieur et madame Kablouti que j'estime très fort

A tous mes beaux frères et belles soeurs

A toute la famille Lamrani et Laggoun

Khedidja

Liste des symboles

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : Charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : cohésion du sol

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par letableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Table de matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques de la structure.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés.....	3
I.4. Etats limites.....	3
I.5. Actions et sollicitations.....	5
I.6. Caractéristiques des matériaux	7
I.7. Protection des armatures	15

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	16
II.2. Pré dimensionnement.....	16
II.3. Evaluation et descente de charges.....	27
II.4. Vérifications.....	39
II.5. Conclusion	43

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	44
III.2. Méthodes de calculs	44
III.3. Ferrailage de la dalle de compression	78
III.4. Dalles pleines.....	79
III.5. Etude des escaliers	88
III.6. Etude de la poutre palière.....	97
III.7. L'ascenseur	102
III.8. Calcul des chainages (poutre sous murs doubles cloisons).....	113
III.9. Étude de l'acrotère	117

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	124
IV.2. Objectifs et exigences	124
IV.3. Méthodes de calcul	124
IV.4. Méthode dynamique modale spectrale	129
IV.5. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	130
IV.6. Modélisation et résultats	131
IV.7. Conclusion.....	139

Chapitre V : Etude des éléments non structuraux

V.1. Etude des poutres.....	140
V.2. Etude des poteaux	148
V.3. Étude des voiles	159

Chapitre IV : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	170
VI.2. Choix du type des fondations	170
VI.3. Etude des fondations.....	171
VI.4. Calcul des nervures	178
VI.5. Ferrailage.....	182
VI.6. Schéma de ferrailage.....	186

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 Définitions des pivots.....	4
Figure I.2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	9
Figure I.3 Evolution de la résistance à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj}	10
Figure. I.4 Diagramme des contraintes du béton.....	10
Figure. I.5 Définition des diagrammes contrainte-déformation parabole-rectangle.....	11
Figure. I.6 Diagramme des contraintes limite du béton.....	12
Figure. I.7 Module de déformation instantanée et différé.....	13
Figure. I.8 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	14
Figure II.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles.....	18
Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle.....	19
Figure II.4 Différents types de dalles pleines.....	21
Figure II.5 Schéma de terminologie d'escalier.....	21
Figure II.6 Coupe de l'acrotère.....	24
Figure II.7 Coupe de voile en élévation	24
Figure II.8 Poteau « P ₁ » de la descente de charges.....	31
Figure II.9 Schéma statique de la descente de charge.....	32
Figure II.10 Poteau « P ₂ » de la descente de charges.....	35
Figure II.11 Section brute (B _r).....	41
Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle.....	46
Figure III.2 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	46
Figure III.3 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	46
Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle.....	47
Figure III.5 Poutrelle du plancher cage d'escalier.....	51
Figure III.6 Poutrelle du plancher à usage de bureaux.....	55
Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	78
Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	82
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	87
Figure III.10 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	93

Figure III.11	Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	96
Figure III.12	Schéma statique du la poutre palière.....	97
Figure III.13	Section creuse équivalente.....	99
Figure III.14	Schéma ferrailage de la poutre palière.....	101
Figure III.15	Cage d'ascenseur.....	103
Figure III.16	Schéma représentant la surface d'impact.....	103
Figure. III.17	Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	109
Figure. III.18	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	112
Figure III.19	Ferrailage de la Poutre de chainage.....	116
Figure III.20	Coupe transversale de l'acrotère.....	117
Figure III.21	Section à ferrailer.....	120
Figure III.22	Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	123
Figure IV.1	Disposition des voiles.....	131
Figure IV.2	1 ^{er} mode T= 0.717 (translation suivant X).....	132
Figure IV.3	2 ^{ème} mode T= 0.712 (translation suivant Y).....	133
Figure IV.4	3 ^{ème} mode T=0.621(torsion autour de Z).....	133
Figure V.1	Disposition constructives des portiques.....	142
Figure V.2	Poutre principale du RDC et étage courant.....	147
Figure V.3	Poutre secondaire du RDC et étage courant.....	147
Figure V.4	schéma de ferrailage de voile V_{x1} du RDC.....	169
Figure VI.1	Schéma de ferrailage de radier.....	178
Figure. VI.2	La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	179
Figure.VI.3	Sollicitations sur les nervures transversales	180
Figure.VI.4	Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	181
Figure.VI.5	Section à ferrailer.....	182
Figure VI.6	Schéma de ferrailage de la nervure.....	186

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Résistance caractéristique du béton.....	8
Tableau I.2 : f_e en fonction du type d'acier.....	14
Tableau II.1. Caractéristiques de l'acrotère.....	24
Tableau II.2. Dimensions des voiles.....	25
Tableau II.3. Charge du plancher de la terrasse inaccessible.....	27
Tableau II.4 : charge du plancher d'étage courant.....	27
Tableau II.5. Charge des dalles pleines.....	28
Tableau II.6 : charge du mur en double cloisons.....	28
Tableau II.7. Charge sur les paliers des escaliers.....	28
Tableau II.8. Charge sur les volées.....	29
Tableau II.9. Surcharge d'exploitation.....	29
Tableau II.10. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.....	31
Tableau II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₁	32
Tableau II.12. La loi de dégression pour le poteau P ₁	32
Tableau II.13 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁	33
Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.....	35
Tableau II.15. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₂	36
Tableau II.16. La loi de dégression pour le poteau P ₂	36
Tableau II.17. Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₂	37
Tableau II.18. L'effort normal ultime « N _u » dans chaque niveau	39
Tableau II.19. Vérification de la résistance (compression simple).....	40
Tableau II.20. Vérification au flambement.....	42
Tableau II.21. Pré vérification de l'effort normal réduit.....	42
Tableau II.22. Les sections des poteaux adoptés.....	43
Tableau III.1. Les Types de poutrelles.....	48
Tableau III.2. Combinaisons d'actions.....	50
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la cage d'escalier.....	53
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la cage d'escalier.....	54
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse et autre étage et bureaux...54	
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse et autre étage et bureaux...54	

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du 1 ^{ère} étage (bureaux).....	55
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du 1 ^{ère} étage (bureaux).....	55
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse	58
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse.....	59
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant et terrasse.....	59
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant et terrasse.....	59
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse.....	60
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse.....	60
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant et terrasse.....	60
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant et terrasse.....	61
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse.....	61
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse.....	61
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant.....	62
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	62
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse.....	62
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse.....	62
Tableau.III.23. Sollicitation maximal dans les poutrelles.....	63
Tableau III.24. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	68
Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	70
Tableau III.26. Vérifications des états limites de déformation.....	75
Tableau III.27. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	77
Tableau III.28. Résultats de ferrailage de la dalle.....	80
Tableau III.29. Calcul des armatures principales.....	84
Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.....	85

Tableau III.31. Vérification de la flèche à l'E.L.S.....	86
Tableau III.32. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis.....	91
Tableau III.33. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	92
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	93
Tableau III.35. Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie.....	94
Tableau III.36. Les sollicitations de la poutre palière.....	98
Tableau III.37. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	98
Tableau III.38. Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	105
Tableau III.39. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	106
Tableau III.40. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	110
Tableau III.41. Calcul des armatures principales.....	114
Tableau III.42. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	117
Tableau III.43. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	118
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq.....	125
Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$	127
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C _T	128
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	132
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales.....	134
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales.....	135
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit	136
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	137
Tableau IV.9. Vérification des déplacements.....	137
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ	138
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	142
Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielles.....	145
Tableau V.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	145
Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	146
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	146
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	149
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux.....	150
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	151
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales.....	152

Tableau V.10.	Vérification du flambement pour les poteaux.....	153
Tableau V.11.	Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	154
Tableau V.12	Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	155
Tableau V.13	Les moments résistants dans les poteaux.....	156
Tableau V.14.	Vérification de la zone nodale.....	157
Tableau V.15	Récapitulation des efforts et moments dans les voiles.....	161
Tableau V. 1	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	165
Tableau V.17	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	166
Tableau V.18	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	166
Tableau V.19	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	167
Tableau V.20	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux.....	168
Tableau V.21	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y2} dans tous les niveaux.....	168
Tableau VI .1.	Sections des armatures du radier.....	175
Tableau VI.2.	Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	177
Tableau VI.3 :	Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal (ELU).....	180
Tableau VI.4.	Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal (ELS).....	180
Tableau VI.5 :	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU).....	181
Tableau VI.6 :	Sollicitations de la nervure du radier dans le sens longitudinal(ELS).....	181
Tableau VI.7.	Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens transversale.....	181
Tableau VI.8.	Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens longitudinale.....	182
Tableau VI.9.	Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.....	184
Tableau VI.10	vérification des contraintes à l'ELS.....	185

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et d'importants dégâts matériels.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels séismes, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène en question qui est à l'origine un mouvement de sol très complexe.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations + services intégrés) en R+9, il est contreventé par un système mixte (voiles- portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, est consacré à des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) implanté à Bejaïa. Cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, commerciale et services intégrés avec une terrasse inaccessible. La ville de Bejaïa est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'assiette du projet se trouve dans la commune de Oued ghir dans le lieu dit Takarouyt N'stara, juste à la rentrée Est du village de Oued ghir. Il est limité :

Au sud par la RN26, à l'Ouest par la garde communale ainsi que la route menant au CEM de Oued ghir.

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), Bejaïa est classée par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2. Caractéristiques de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques

- ✓ Largeur en plan.....**17.95 m.**
- ✓ Longueur en plan.....**24.90 m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....**34.68 m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**4.08 m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**03.06 m.**

I.2.2. Données du site

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de ce site est constitué de limons marneux en surface et de schistes jusqu'à la profondeur de 8.00 m.
Au-delà de 8.00 m, le sol est constitué de sables et de calcaires gréseux.
- ❖ La contrainte admissible du sol d'après les essais au pénétromètre dynamique lourds est $\bar{\sigma} = 1,5 \text{ bars.}$ (Annexe I)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations fixé par le sondage carotté est de l'ordre de 1.5 m (**D=1.5 m**)
- ❖ Le sol est d'agressivité moyenne d'après les essais d'analyses chimiques des échantillons de sol prélevés des fouilles de reconnaissance.

I.2.3. Usage du bâtiment

Outre la cage d'escalier et la cage d'ascenseur, chaque étage à un usage bien précis :

- ✓ Commercial (RDC).
- ✓ Service (bureau: étage 01).
- ✓ Habitation pour le reste des étages.

I.2.4. Description structurale

- ❖ **Les planchers:** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.
 - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
 - Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Revêtements:** ils seront réalisés en :
 - carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
 - céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
 - plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- ❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels

I.2.5. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est une ossature en béton armé, selon le règlement parasismique

algérien pour tout ouvrage situé en zone **IIa** et dépassant une hauteur de 14 m, le système doit contenir des voiles pour reprendre les forces horizontales qui sollicitent le bâtiment. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites : [4],[7]

I.4.1. Définition

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles a été conçu. L'article A.1.2 du BAEL91 précise :

« Qu'un Etat Limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ses composants est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

On distingue deux états limites :

- ELU (Etat Limite Ultime) ;
- ELS (Etat Limite de Service) ;

a) Etat limite ultime

Il s'agit d'un état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite: de l'équilibre statique, de résistance pour les matériaux constitutifs, et de stabilité de forme.

b) Etat limite de service

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.4.2. les hypothèses de calcul [3]

I.4.2.1 E.L.U

- 1- conservation des sections planes (Diagrammes linéaires des déformations).
- 2- il n'y pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de la flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A,B, et C, c'est la règle des 3 pivots.
- 7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

*Règle des 3 pivots [13]

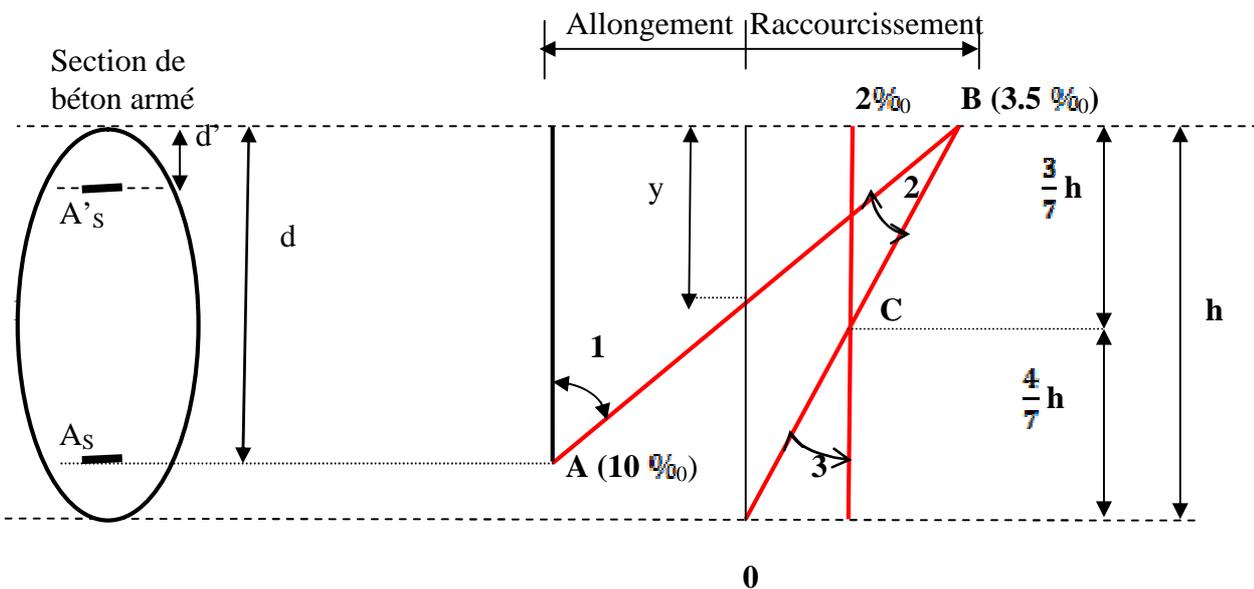


Figure I.1. Définition des pivots

Le diagramme de déformations passera par :

- **Le pivot A** : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée ($y \leq 0.2593 d$).
- **Le pivot B** : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée ($0.2593 d \leq y \leq h$).

- **Le pivot C** : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée ($y \geq h$).

I.4.2.2 E.L.S

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 5- par convention le coefficient d'équivalence est pris égale à $n = 15$.

I.5. Actions et sollicitations [6]

I.5.1. les actions

I.5.1.1. Définitions

Les actions sont des forces ou des couples de force directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir des déformations imposées aux structures telles que les dilatations, les tassements d'appuis, les retraits..., elles proviennent donc :

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2. Valeurs caractéristiques des actions

➤ **Les actions permanentes (G)**

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

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Poids des revêtements, murs, Cloisons.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q)**

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

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

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant du phénomène qui se produit rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

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

I.5.1.3. Sollicitations de calcul-Combinaison de charge [11]

Les sollicitations de calcul sont des moments de flexion ou de torsion. Les effets normaux et tranchants seront calculés à partir des combinaisons de charges suivantes :

a. Sollicitations vis-à-vis de l'ELU

- ✓ **Situation durable ou transitoire [4]. [Article A.3.3, 21]**

Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il ya l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérons :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i \dots \dots \dots (1)$$

$\gamma_{Q_1} = 1.5$ dans le cas général;

$\gamma_{Q_1} = 1.5$ pour l'effet de la température ou pour les cas des bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

ψ_{oi} : coefficient relatif aux charges d'exploitation et aux actions climatiques ($\psi_{oi} \leq 1$).

- ✓ **Situations accidentelles [4]. [Article A.3.3, 22]**

Combinaison accidentelle :

Les situations accidentelles sont considérées avec une faible probabilité de se réaliser.

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \dots \dots \dots (2)$$

F_A : Valeur nominale de l'action sismique ;

$\psi_{1i} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable ;

ψ_{1i} , ψ_{2i} : coefficient relatifs aux charges d'exploitation et aux actions climatiques ;

b. Sollicitations vis-à-vis de l'E L S

La combinaison d'action est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \dots\dots\dots (3)$$

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement

$\psi_{0i} = 0,77 \rightarrow$ vent, neige ;

$\psi_{0i} = 0,6 \rightarrow$ l'effet de la température ;

c. Combinaisons de calcul

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

- Situations durables : à ELU: $1,35G + 1,5Q$
 à ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles : $G + Q + \overline{E}$
 $0,8G + \overline{E}$

I.6. Caractéristiques des matériaux [10]**I.6.1. Le béton****I.6.1.1. Définition**

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

Ses principales caractéristiques sont :

- une bonne résistance en compression simple ;
- une mauvaise résistance en traction ;
- un poids volumique compris entre 22 et 24 KN/m³ environ pour le béton, et 25 KN/m³ pour le béton armé ;
- un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10⁻⁵/°C ;

I.6.1.2. Composition du béton

Un mètre cube du béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment (CEMI 32.5).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

I.6.1.3. Résistances caractéristiques du béton [12]

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage par m^3 .

La résistance à la compression est mesurée par la compression axiale du cylindre droit de 16 cm de diamètre, et de 200 cm^2 de section, et d'une hauteur qui est le double de son diamètre (32 cm).

En général, la qualité du béton à réaliser est connue à l'avance. On admet les résistances caractéristiques suivantes :

Tableau I.1. La résistance caractéristique du béton [3]

Qualité de béton	Dosage en ciment (Kg/m^3)	Résistance caractéristiques à l'âge de 28 jours	
		$f_{c28}(\text{Mpa})$	$F_{t28}(\text{Mpa})$
Béton à faible résistance	300	16	1.6
Béton courant	350	20	1.8
Béton de bonne résistance	400	25	2.1
Béton de très bonne résistance	400+adjuvant	30	2.4

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

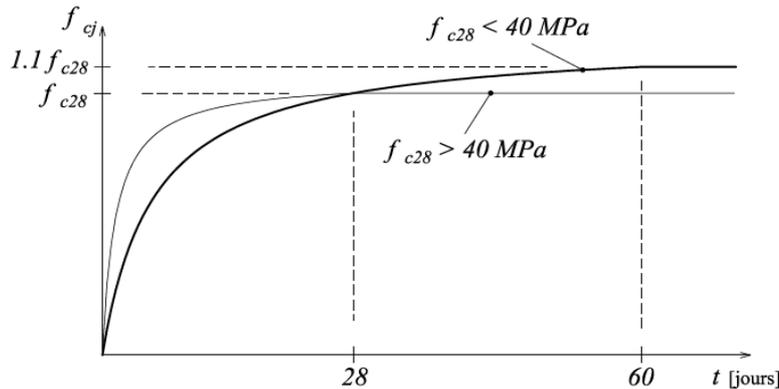


Figure I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton [10]

b. la résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate donc on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad [2]. \text{ [Art A.1.2.1.2]}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa d'où $f_{t28} = 2.1$ MPa.

La figure I.3 présente l'évolution de la résistance caractéristique à la traction f_{tj} en fonction de celle de compression f_{cj} .

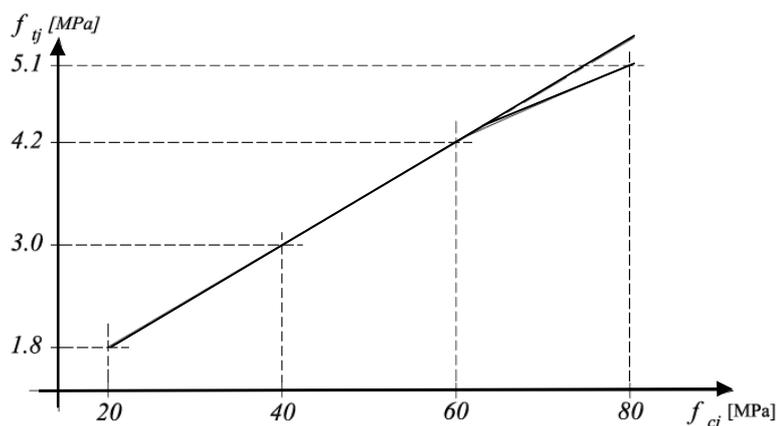


Figure I.3. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} [10]

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime

✓ **Contrainte ultime de compression**

Le diagramme contraintes déformations du béton aux ELU règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "parabole-rectangle". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

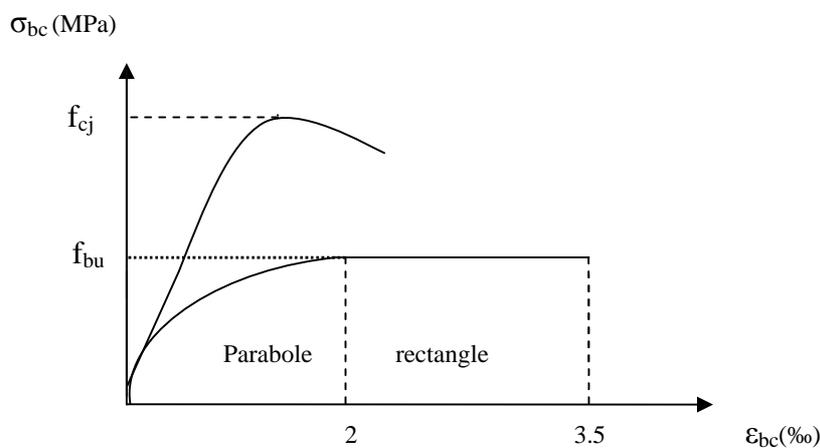


Figure. I.4. Diagramme des contraintes du béton. [3]

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton ;

ϵ_{bc} : déformation unitaire du béton ;

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours ;

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression ;

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égale à :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}}$$

- Le coefficient de sécurité partiel γ_b est de 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- Le coefficient 0.85 tient compte de l'effet défavorable :
 - *des conditions de bétonnage et d'hygrométrie
 - *du phénomène de dessiccation rapide en surface supérieur du béton comprimé.
- Le coefficient θ tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.
 - $\theta = 0.8$ si la durée d'application de la charge est < 1 heure.
 - $\theta = 0.9$ si la durée d'application de la charge est comprise entre 1 heure et 24 heure.
 - $\theta = 1$ si la durée d'application de la charge est > 24 heure.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on utilise le diagramme rectangulaire (simplifié).

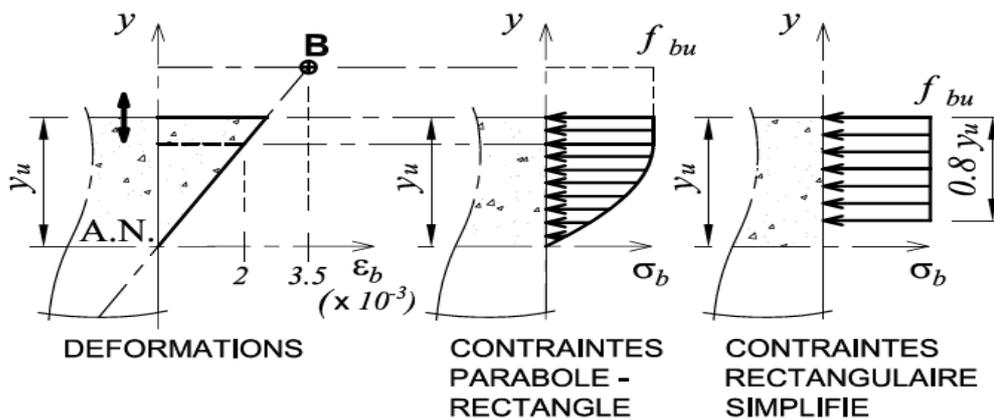


Figure. I.5. Définition des diagrammes contrainte-déformation parabolé-rectangle [10]

Contrainte ultime de cisaillement [11]

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

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

$$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre étude, on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c .1.2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

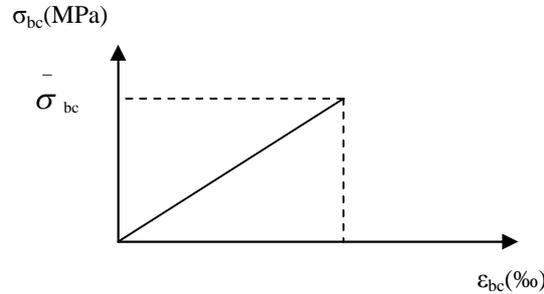


Figure. I.6. Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton [8]

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

✓ Le module de déformation longitudinale instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale E_{ij} , égale au coefficient directeur de la droite passant par l'origine, du diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

L'article A.2.1 ,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (Mpa)}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différée

Le module de déformation différée E_{vj} prend en compte :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ (Mpa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

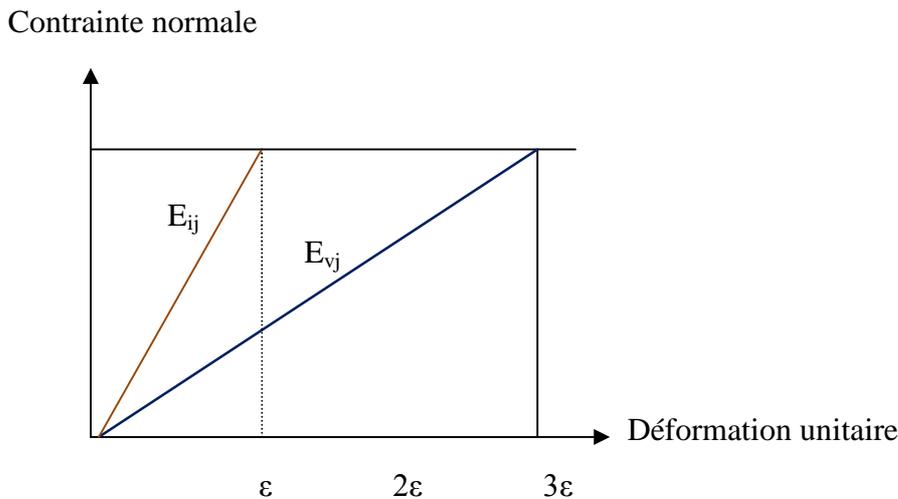


Figure. I.7. Module de déformation instantanée et différée [8]

✓ **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

✓ **Le coefficient de poisson (noté ν)**

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.2

I.6.2. L'acier

a. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau I.2. f_e en fonction du type d'acier [3]

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite [11]

✓ **Etat limite ultime** : la contrainte de l'acier σ_s est limitée à :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \xi_{s,el} \leq \xi_s \leq 10\text{‰}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} : \text{déformation élastique de l'acier.}$$

Avec :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

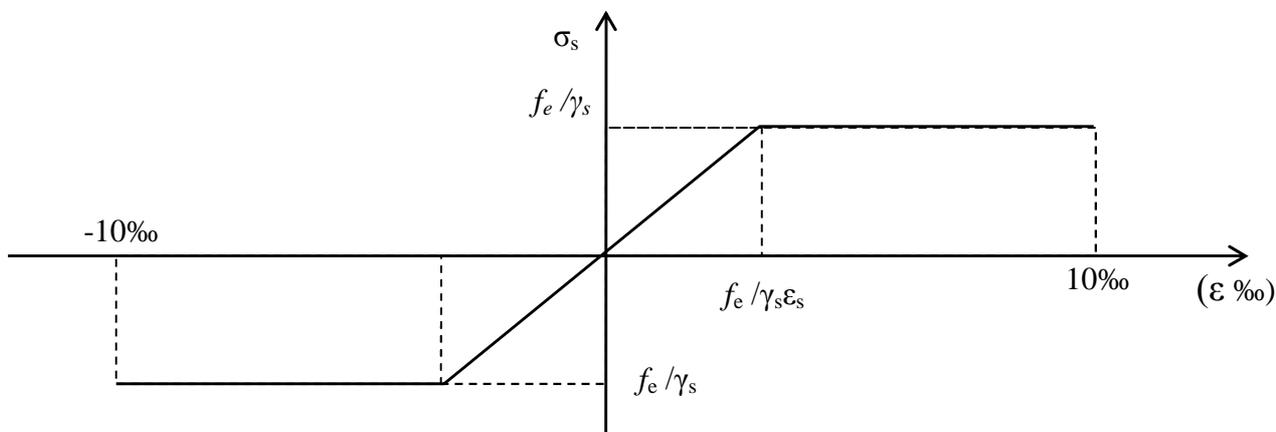


Figure. I.8. Diagramme contrainte déformation de l'acier [8]

✓ **Etat limite de service**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

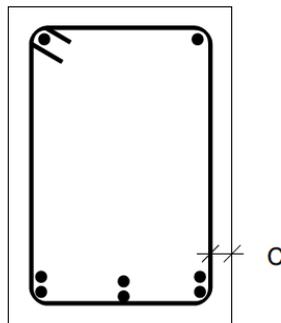
$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.8 Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage « c » des armatures et au moins égale à :

- ❖ $e \geq 5\text{cm}$ → les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ❖ $e \geq 3\text{cm}$ → les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- ❖ $e \geq 1\text{cm}$ → les parois situées dans les locaux condensés.



Un enrobage minimal est imposé pour assurer :

- une bonne transmission des forces d'adhérence.
- l'absence d'épaufrures.
- une résistance au feu.
- la protection des aciers contre la corrosion.

II.1. Introduction

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement**II.2.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux**

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

➤ Les planchers

Le plancher est une aire, généralement plane, ce dernier est destiné à reprendre les charges verticales (G et Q). Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Il existe plusieurs types de planchers :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalles pleines.

❖ Plancher à corps creux

Se sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...)

Il permet d'avoir un plat-fond uni et une bonne isolation thermique et phonique.

Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad [2]. \text{ (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.2).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 530 - b_{poutre} \rightarrow L_{max} = 530 - 30 = 500 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22.22 \text{ cm.}$$

On adopte: $h_t = 24 \text{ cm}$.

Avec: $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{ hauteur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de la compression.} \end{cases}$

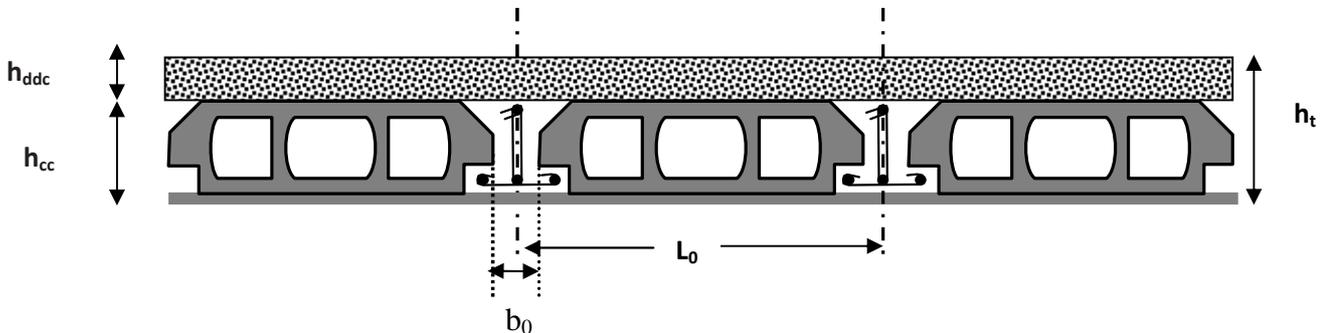


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

➤ Les poutrelles

• Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou en précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

✓ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig II.2).

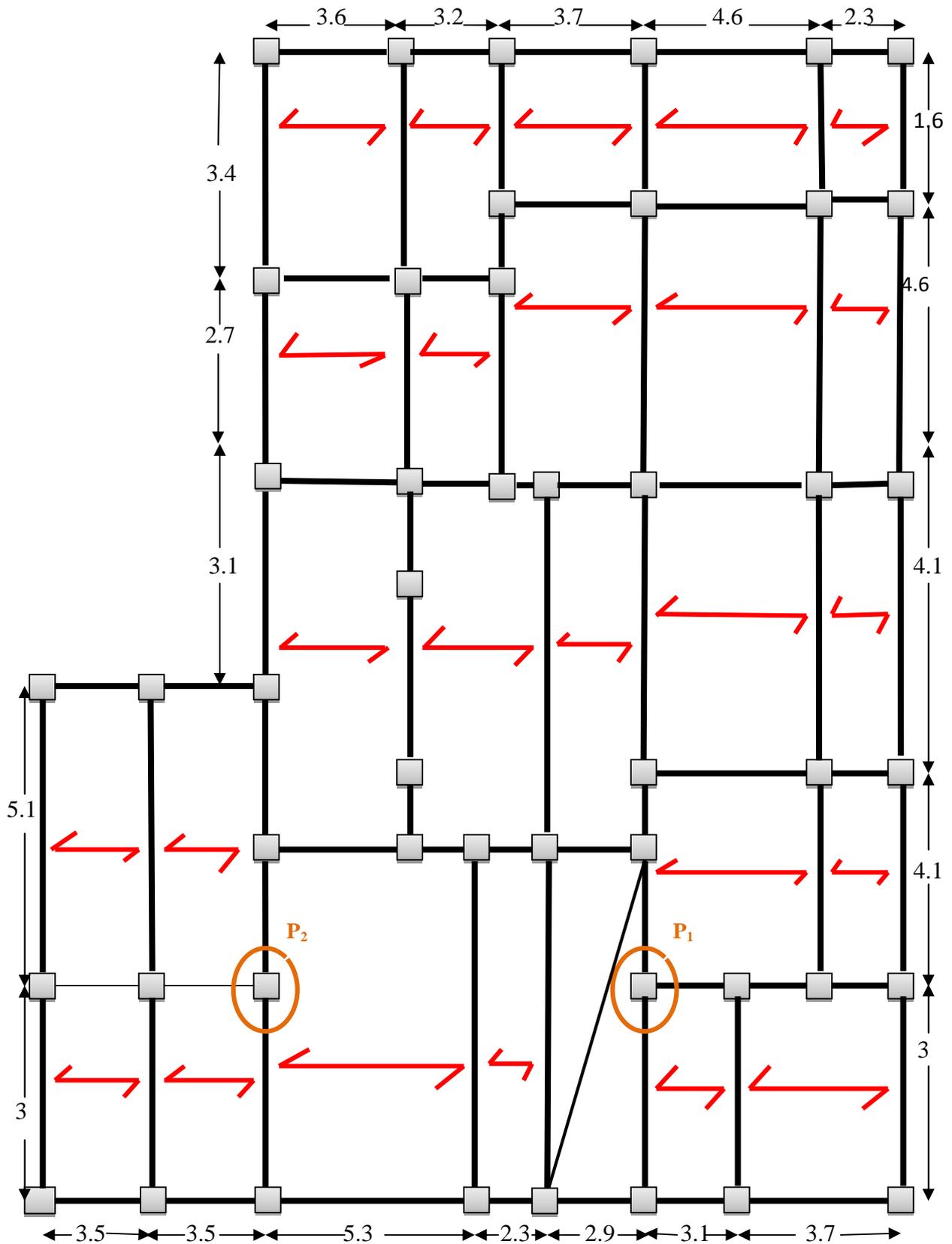


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

✓ Dimensionnement des poutrelles

- Détermination de la largeur de la table de compression

La largeur de compression à prendre est définie par :

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : largeur de la nervure est choisie parfaitement entre 8 à 14 cm

$b_0 = 12$ cm

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

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

Ou :

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 230 - 20 = 210 \text{ cm}$$

Donc: $L_x = 53$ cm, $L_y = 210$ cm.

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min \left[\frac{53}{2} ; \frac{210}{10} \right] = \min [26.5 ; 21]$$

$$b \leq (2 \times 21) + 12 = 54 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 54$ cm.

❖ Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément surfacique dont une dimension « e » est plus petite que la largeur et la longueur

La dalle peut être appuyée sur des poutres ou des voiles, elle peut avoir 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Dans un plancher chaque panneau de dalle est calculé indépendamment

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

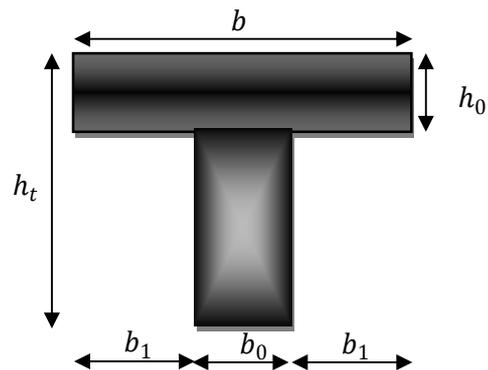


Fig II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} \text{Si } \rho \leq 0.4 \\ \text{Si } \rho > 0.4 \end{cases}$$

$\rho \leq 0.4$: On dit que le panneau de dalle travaille dans une seule direction.

$\rho > 0.4$: Le panneau de dalle travaille dans deux directions.

Dimensionnement des dalles :

❖ Dimensionnement des dalles

Dimensionner une dalle revient à déterminer son épaisseur e

→ Critère de résistance à la flexion [1]

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec } \rho \leq 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho > 0.4.$$

→ Critère de coupe de feu [2]

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

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

$$e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

→ Isolation phonique [2]

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Notre projet comporte deux types de dalles pleines :

$$1) \text{ Dalle sur 2 appuis } \rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} = 3.43 \leq e \leq 4$$

$$2) \text{ Dalle sur quatre appuis (Dalle de l'ascenseur) avec } \rho > 0.4.$$

$$\frac{260}{45} \leq e \leq \frac{260}{40} \rightarrow 5.77 \leq e \leq 6.5$$

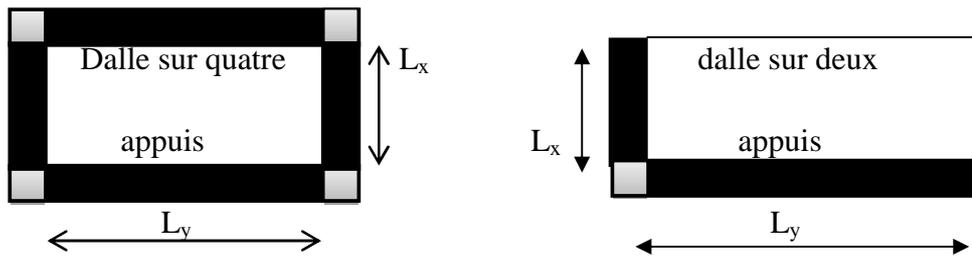


Figure II.4. Différents types de dalles pleines

On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) et la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), une épaisseur de **15cm** à cause du chargement important de l'ascenseur et pour une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 4 heures.

➤ **Les escaliers**

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

e : Epaisseur d'escalier.

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

h : Hauteur de la contre marche.

α : Inclinaison de la paillasse.

H : hauteur d'une volée.

L : la longueur réel de la volée.

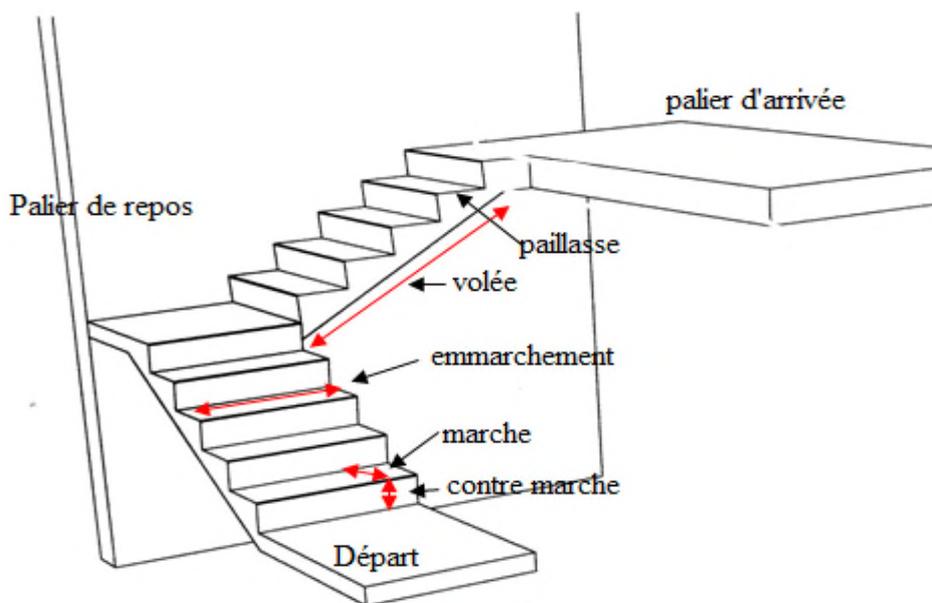


Figure II.5. Schéma de terminologie d'escalier

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers: un de RDC au 1^{er} étage et l'autre de RDC aux derniers niveaux.

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

$$0.59 \text{ m} \leq g + 2 h \leq 0.66 \text{ m} \quad \dots\dots(1)$$

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

On prend: $g + 2 h = 64 \quad \dots\dots\dots(2)$

Or: $g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$

n : Nombre de contre marches.

$n - 1$: Nombre de marches.

- **Type 1** : Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos :

$H = 1.53 \text{ m} \quad ; \quad L_0 = 2.4 \text{ m}.$

« n » est la solution de l'équation: $0.64 n^2 - (0.64 + 2 H + L_0) n + 2 H$

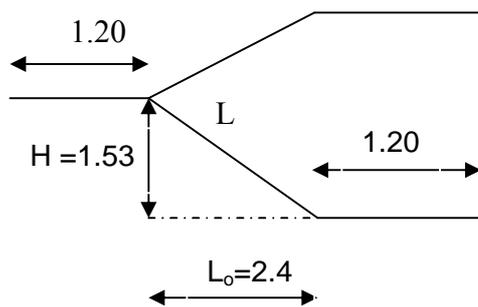
$0.64 n^2 - (0.64 + 2 * 1.53 + 2.4) n + 3.06$

→ $n = 9$ (nombre de contre marches).

→ $n - 1 = 8$ (nombre de marches).

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

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



L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$; tel que : $L = \sqrt{(L_0^2 + H^2)} = \sqrt{(2.4^2 + 1.53^2)} = 2.85 \text{ m}$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Inclinaison de la pailleasse : $\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_o} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

▪ **Type 2** : Escalier a trois volées contrariées avec palier de repos :

$H = 1.36 \text{ m}$; $L_o = 2.1 \text{ m}$.

On obtient la valeur de (n) par la résolution de l'équation suivante :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

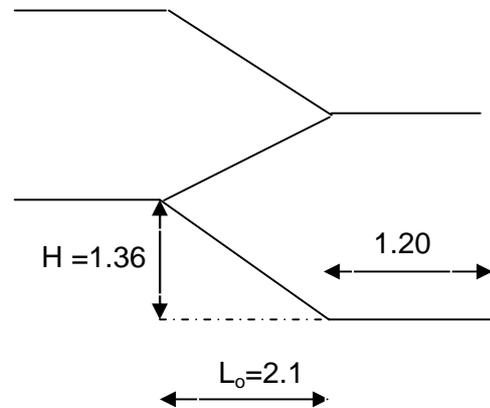
$$64 n^2 - n (64 + 2 \times 136 + 210) + 2 \times 136 = 0$$

$$64 n^2 - 546 n + 272 = 0 \Rightarrow n = 8 \text{ contre marches.}$$

$$n - 1 = 7 \text{ marches.}$$

$$g = \frac{L_o}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$



L'épaisseur de la pailleasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; \text{ tel que : } L = \sqrt{(L_o^2 + H^2)} = \sqrt{(2.1^2 + 1.36^2)} = 2.5 \text{ m}$$

$$\frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20} \Rightarrow 8.33 \leq e \leq 12.5$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Inclinaison de la pailleasse : $\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_o} = \frac{1.36}{2.1} = 0.647 \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$

➤ **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.1 * 0.05) + (0.5 * 0.05 * 0.1) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$P_p = 25 * 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ ml.}$$

Enduit en ciment : $e = 2 \text{ cm}$; densité = 20 KN/ml

$$P_{rev} = 0.02 * 20 = 0.4 \text{ KN/ ml}$$

$$G_{acrotère} = 1.6875 + 0.4 = 2.0875 \text{ KN/ml.}$$

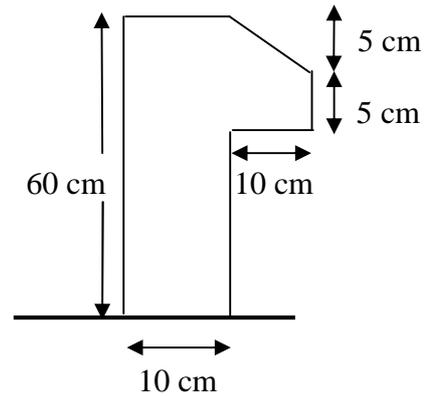


Figure II.6. Coupe de l'acrotère

Tableau II.1. Caractéristiques de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	Total (KN /ml)
0.60	0.10	0.0675	1.6875	0.4	2.0875

II.2.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

➤ Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

h_e : hauteur libre d'étage.

E : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

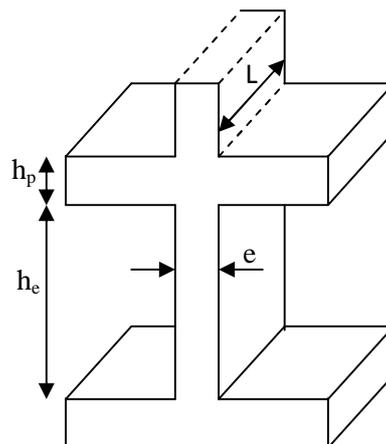


Figure II.7. Coupe de voile en élévation

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA.

- 1) $\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour un voile simple} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \text{ voile avec deux extrémités} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \text{ voile avec une extrémité rigide} \end{cases}$
- 2) $e \geq 15 \text{ cm}$
- 3) $L \geq 4 e$

Dans notre cas on a les dimensions résumées dans le tableau ci-dessous, tel que pour la première condition, on adopte pour un voile simple.

Tableau II.2. Dimensions des voiles

Niveau	h (cm)	he (cm)	e (cm)	e adoptée	L (cm)
RDC	408	384	$e \geq 19.2$	20	80
Autres étages	306	282	$e \geq 14.1$	15	60

➤ **Les poutres**

❖ **Les poutres principales**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 590 - 30 = 560 \text{ cm}$)

D'où:

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}$$

On prend: **h=45 cm**

b =30 cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

❖ Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 530 - 30 = 500\text{ cm}$)

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{ cm} \leq h \leq 50\text{ cm}.$$

On prend: **$h = 40\text{ cm}$**

$b = 30\text{ cm}$

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30,45)\text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30,40)\text{ cm}^2$

➤ Les poteaux

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

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- $50 \times 50 \rightarrow$ RDC et étage 1.
- $45 \times 50 \rightarrow$ étages 2 et 3.
- $45 \times 45 \rightarrow$ étages 4 et 5.
- $40 \times 45 \rightarrow$ étages 6 et 7.
- $40 \times 40 \rightarrow$ étages 8 et 9.
- $35 \times 40 \rightarrow$ cage d'escalier

II.3. Evaluation et descente de charges

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

II.3.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente

❖ Terrasse inaccessible

Tableau II.3. Charge du plancher de la terrasse inaccessible

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	/	0.24	3.20
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charges permanente totale	G = 6.22 KN/m²		

❖ Plancher étage courant, bureau et commercial

Tableau II.4 : charge du plancher d'étage courant

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (20+4)	/	0.24	3.20
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons de répartition	10	0.1	1.00
Charges permanente totale	G = 5.6 KN/m²		

❖ Dalles pleines

Tableau II.5. Charge des dalles pleines

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	G = 5.35 KN/m²		

❖ Murs extérieurs

Tableau II.6 : charge du mur en double cloisons

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduits de ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G = 2.85 KN/m²		

❖ Les escaliers

▪ Le palier

Tableau II.7. Charge sur les paliers des escaliers

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.12	3.00

Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charges permanente totale	G = 4.6 KN/m²		

▪ La volée

Tableau II.8. Charge sur les volées

Désignation		Densité (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)
Carrelage	Horizontal	22	0.02	0.44
	Vertical	22	/	0.25
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40
	vertical	20	/	0.22
Sable fin		18	0.02	0.36
paillasse		25	0.12	3.00
Les marches		22	0.17 × (1/2)	1.87
Enduit de ciment		20	0.02	0.40
Garde de corps		20	0.03	0.60
Charge permanente totale		G = 7.54 KN/m²		

b) Surcharges d'exploitation

Tableau II.9. Surcharge d'exploitation

désignation	Q (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage bureau	2.5
Plancher commercial	5.0
Dalle pleine	3.5
Escalier étage courant	2.5

II.3. Evaluation et descente de charges

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux P₁ et P₂ (Figure II.2) car se sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables.

Le poteau P₁ est un poteau de la cage d’escalier.

Le poteau P₂ présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux

• **La loi de dégression des charges d’exploitation**

Soit Q₀ la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₁, Q₂, Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit, tel que pour n ≥ 5 on applique la formule suivante : $Q_n = (3+n) / 2n \sum Q_i$

- Sous la terrasse inaccessible.....	Q ₀
- 9 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁
- 8 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂
- 7 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃
- 6 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄
- 5 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅
- 4 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆
- 3 ^{ème}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇
- 2 ^{ème}	Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇ +0.5Q ₈
- 1 ^{ère}	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇ +0.5Q ₈ +0.5Q ₉
-RDC.....	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇ +0.5Q ₈ +0.5Q ₉ +0.5Q ₁₀

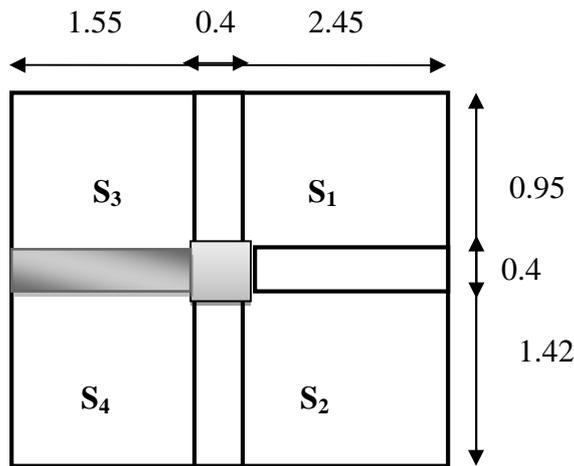


Fig. II.8. Poteau « P₁ » de la descente de charges

- **Poutres principales (30×45).**
- **Poutres secondaires (30×45).**
 - ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
 - ✓ Surface escalier : S_4 (après avoir créé un poteau (30*30) au RDC avec un chaînage)
 - ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
 - ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

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

Tableau II.10. Le calcul des surfaces pour chaque niveau

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{escalier} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse inaccessible au 1 ^{er} étage	6.714	/	1.736	8.45
Du 1 ^{ère} étage au RDC	4.439	1.846	2.316	6.755

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

- Surcharge sur terrasse

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

- Surcharge sur escalier

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

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

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

Tableau II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	/	/	8.45
RDC (commercial)	5	2.5	4.615	31.635
1 ^{ère} étage (bureau)	2.5	/	/	21.125
du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage (habitation)	1.5	2.5	/	12.675

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

Tableau II.12. La loi de dégression pour le poteau P₁

Q _i	Q (KN)
Q ₀	8.45
Q ₁	21.125
Q ₂	32.532
Q ₃	42.672
Q ₄	51.545
Q ₅	59.15
Q ₆	65.487
Q ₇	71.825
Q ₈	78.162
Q ₉	88.725
Q ₁₀	104.542

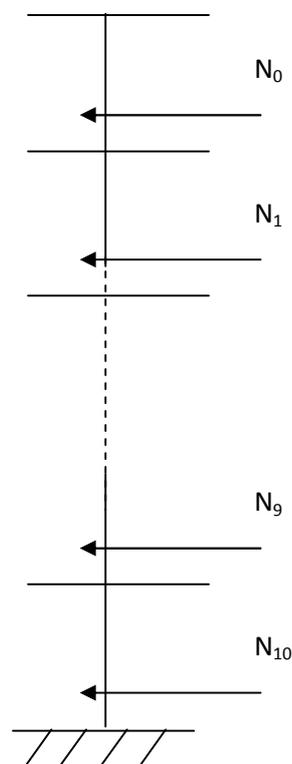


Figure II.9. Schéma statique de la descente de charge

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

Tableau II.13 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

G _i	désignation	Section (m ²) / volume (m ³)	G total (KN)
G ₀	Terrasse inaccessible	6.714	41.761
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.428	10.71
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	72.001
G ₁	Venant de G ₀	/	72.001
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.489	12.24
	Poids d'escalier	/	/
total	/	141.371	
G ₂	Venant de G ₁	/	141.371
	plancher étage courant	6.714 0.781	37.60 19.53
	Poids des poutres	0.489	12.24
	Poids de poteau	/	/
	Poids d'escalier		
total	/	210.741	
G ₃	Venant de G ₂	/	210.741
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.550	13.77
	Poids d'escalier	/	/
total	/	281.641	
G ₄	Venant de G ₃	/	281.641
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.550	13.77
	Poids d'escalier	/	/

	total	/	352.541
G₅	Venant de G ₄	/	352.541
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.619	15.49
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	425.162
G₆	Venant de G ₅	/	425.162
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.619	15.49
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	497.783
G₇	Venant de G ₆	/	497.783
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.688	17.212
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	572.125
G₈	Venant de G ₇	/	572.125
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	0.781	19.53
	Poids de poteau	0.688	17.212
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	646.467
G₉	Venant de G ₈	/	646.467
	plancher étage courant	6.714	37.60
	Poids des poutres	1.042	26.055
	Poids de poteau	0.765	19.125
	Poids d'escalier	/	/
	total	/	729.247
G₁₀	Venant de G ₉	/	729.247
	plancher étage courant	6.714	37.60

	Poids des poutres	1.042	26.055
	Poids de poteau	1.02	25.50
	Poids d'escalier	1.253	31.325
	total	/	849.727

A la base : $\begin{cases} G = 849.727 \text{ KN} \\ Q = 104.542 \text{ KN} \end{cases}$ Pour le poteau P₁

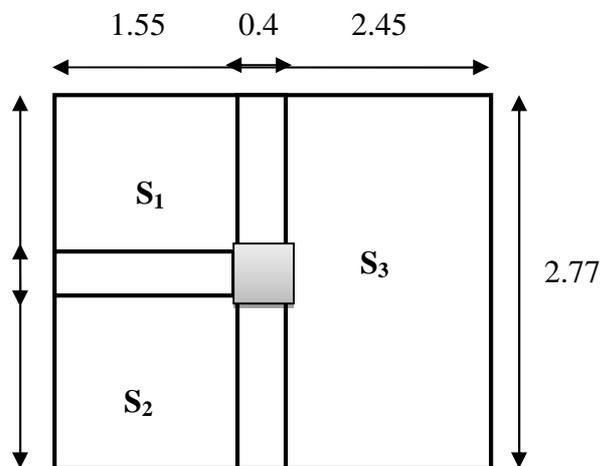


Fig. II.10. Poteau « P₂ » de la descente de charges

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau central P₂ :**

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

Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse inaccessible au RDC	10.46	1.808	12.268

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

Tableau II.15. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	12.268
RDC (commercial)	4	49.072
1^{ere} étage (bureau)	2.5	30.67
du 2^{eme} au 9^{eme} étage (habitation)	1.5	18.402

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

Tableau II.16. La loi de dégression pour le poteau P₂

Q _i	Q (KN)
Q ₀	12.268
Q ₁	30.67
Q ₂	47.232
Q ₃	61.953
Q ₄	74.835
Q ₅	85.876
Q ₆	95.077
Q ₇	104.278
Q ₈	113.479
Q ₉	128.814
Q ₁₀	153.35

• Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂

Tableau II.17. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂

G _i	désignation	Section (m ²)/volume (m ³)	G total (KN)
G ₀	Terrasse inaccessible	10.46	65.061
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.428	10.71
	total	/	96.111
G ₁	Venant de G ₀	/	96.111
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.489	12.24
	total	/	187.261
G ₂	Venant de G ₁	/	187.261
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.489	12.24
	Total	/	278.411
G ₃	Venant de G ₂	/	278.411
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.550	13.77
	total	/	371.091
G ₄	Venant de G ₃	/	371.091
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.550	13.77
	total	/	463.771
G ₅	Venant de G ₄	/	463.771
	plancher étage courant	10.46	58.57

	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.619	15.49
	total	/	558.171
G₆	Venant de G ₅	/	558.171
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.619	15.49
	total	/	660.651
G₇	Venant de G ₆	/	660.651
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.688	19.53
	total	/	759.091
G₈	Venant de G ₇	/	759.091
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.688	19.53
	total	/	857.531
G₉	Venant de G ₈	/	857.531
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	0.765	19.125
	total	/	955.566
G₁₀	Venant de G ₉	/	955.566
	plancher étage courant	10.46	58.57
	Poids des poutres	0.813	20.34
	Poids de poteau	1.02	25.50
	total	/	1059.976

A la base : $\begin{cases} G = 1059.976 \text{ KN} \\ Q = 153.35 \text{ KN} \end{cases}$ Pour le poteau P₂

Les calculs montrent que le poteau « P₂ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{tot}} = 1059.976 \text{ KN} ; Q_{\text{tot}} = 153.35 \text{ KN}.$$

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

Tableau II.18. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N _u (KN)
N₀	96.111	12.268	148.151
N₁	187.261	30.67	298.807
N₂	278.411	47.232	446.702
N₃	371.091	61.953	593.902
N₄	463.771	74.835	738.343
N₅	558.171	85.876	882.344
N₆	660.651	95.077	1034.494
N₇	759.091	104.278	1181.189
N₈	857.531	113.479	1327.885
N₉	955.566	128.814	1483.235
N₁₀ (base)	1059.976	153.35	1660.992

II.4.Vérifications

- **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1059.976) + (1.5 \times 153.35) = 1660.992 \text{ KN}$$

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

$$\text{L'effort normal maximum } N_u = 1660.992 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 1660.992 = \mathbf{1827.091 \text{ KN}}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 MPa$

B : section du béton

$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{1827.091 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.128 m^2$

$B \geq 0.128$

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

Tableau II.19. Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N_U (MN)	B (m^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC et 1^{er} étage	1827.091×10^{-3}	2500×10^{-4}	7.308	Vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	1299.307×10^{-3}	2250×10^{-4}	5.774	Vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	970.578×10^{-3}	2025×10^{-4}	4.793	Vérifiée
6^{ème} et 7^{ème} étage	653.292×10^{-3}	1800×10^{-4}	3.629	Vérifiée
8^{ème} et 9^{ème} étage	328.687×10^{-3}	1600×10^{-4}	2.054	Vérifiée
Terrasse inaccessible	162.966×10^{-3}	1400×10^{-4}	1.164	Vérifiée

- **Vérification des conditions du RPA**

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

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

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

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

- **Vérification au flambement**

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

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

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

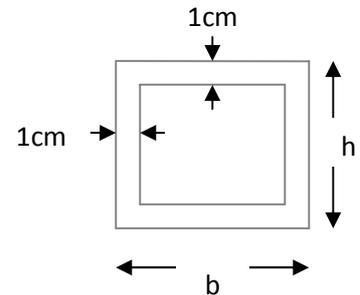


Fig. II.11. Section brute (B_r).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

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

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

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

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.20. Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	I _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
50×50	2500	384	268.8	18.623	0.804	2304	1827.091	830.609
45×50	2250	282	197.4	13.676	0.829	2064	1299.307	590.674
45×45	2025	282	197.4	15.196	0.819	1849	970.578	441.232
40×45	1800	282	197.4	15.196	0.819	1634	653.292	296.991
40×40	1600	282	197.4	17.095	0.811	1444	328.687	149.423
35×40	1400	282	197.4	17.095	0.811	1254	162.966	74.085

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

- **Pré vérification de l’effort normal réduit**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l’effort normal réduit :

Tableau II.21. Pré vérification de l’effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
RDC et 1^{er} étage	50×50	2500	1827.091	0.29	vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	45×50	2250	1299.307	0.23	vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	45×45	2025	970.578	0.19	vérifiée
6^{ème} et 7^{ème} étage	40×45	1800	653.292	0.14	vérifiée
8^{ème} et 9^{ème} étage	40×40	1600	328.687	0.08	vérifiée
Terrasse inaccessible	35×40	1400	162.966	0.04	vérifiée

II.5. Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

-Poutres principales : $30*45 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires : $30*40 \text{ cm}^2$

Tableau II.22. Les sections des poteaux adoptés

Niveaux	Section (a×b) cm^2
RDC et 1 ^{ère} étage	50*50
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	45*50
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45*45
du 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	40*45
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	40*40
Poteau de la cage d'escalier	35*40

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments classés en deux catégories :

- Éléments secondaires (non structuraux)
- Éléments principaux

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA 2003...).

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les dalles pleines, poutres de chaînage, l'acrotère et l'ascenseur.

III.2. Méthodes de calculs

Les poutres sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes et les charges d'exploitation, deux méthodes sont applicables pour déterminer les sollicitations:

III.2.1. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III.2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées:

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées
4. La fissuration est peu nuisible

- **Principe de la méthode forfaitaire**

Soit une poutre continue soumise à une charge P. Pour le calcul des moments fléchissants on utilise les formules suivantes:

- **❖ Moment en travée**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes (degré de surcharge).

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

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 de la travée.

❖ Moment en appui

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 à deux travées.
- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Remarques

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

• D'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ Evaluation des efforts tranchants

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

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \text{ tel que : } V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments en appui qui sont pris avec leurs signes (signes négatifs).

V_0 : L'effort tranchant isostatique.

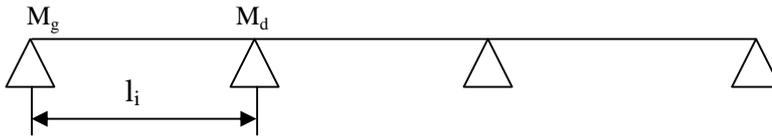


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement on suppose 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 des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 sont tenus en compte.

1) De 15% si la poutre a deux travées

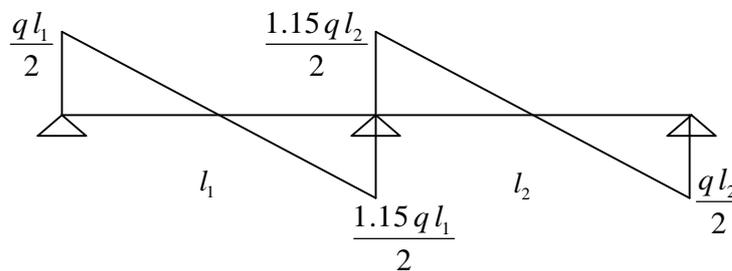


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

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

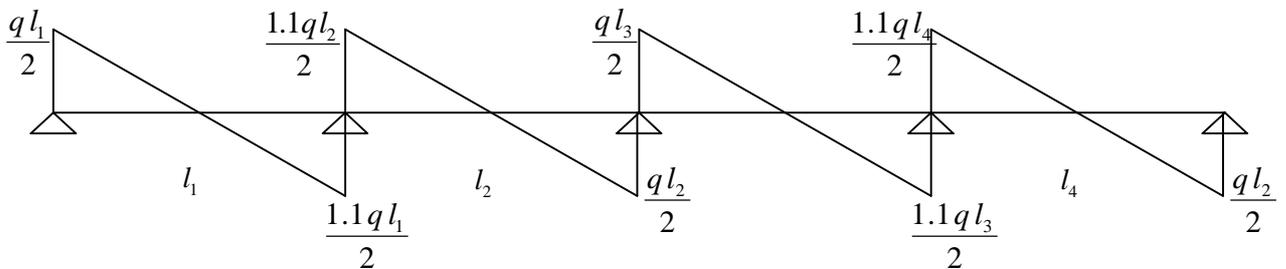


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.2.2. Méthode de Caquot

a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée (1^{ère} condition de la M.F n'est pas satisfaite). Si les trois dernières conditions de la M.F ne sont pas vérifiées, la méthode de Caquot minorée sera applicable.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et a corrigé 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 à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite (Caquot minorée)

➤ **Evaluation des moments**

✓ **En appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ 0,8 & \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

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

q_g, q_d : Chargements 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 statique.

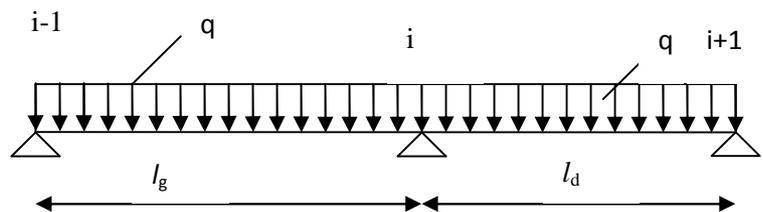


Fig.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

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

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

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

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

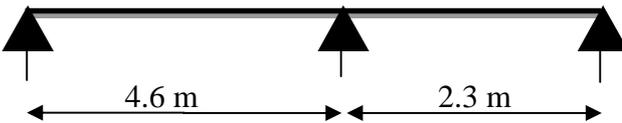
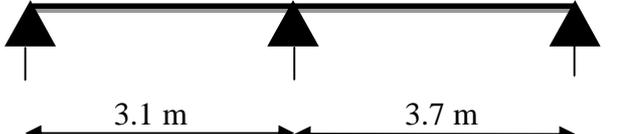
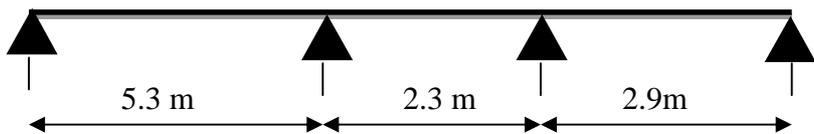
➤ Evaluation des efforts tranchants

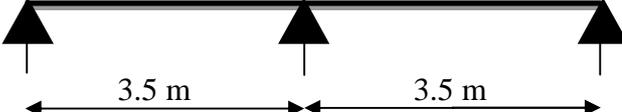
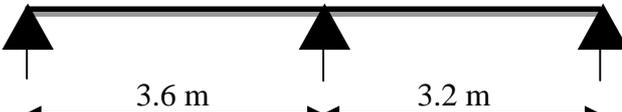
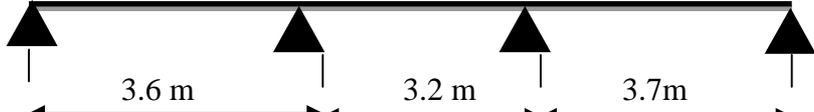
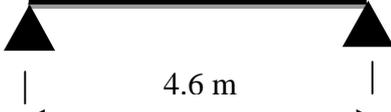
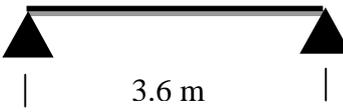
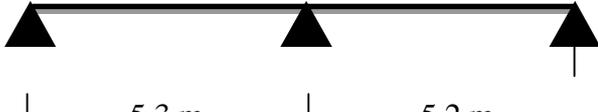
$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

III.2.3. Différentes types de poutrelles

Tableau III.1. Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

<p>4^{ème} type</p>	
<p>5^{ème} type</p>	
<p>6^{ème} type</p>	
<p>7^{ème} type</p>	
<p>8^{ème} type</p>	
<p>9^{ème} type</p>	
<p>10^{ème} type</p>	
<p>11^{ème} type</p>	

- Dans le plancher du 1^{ère} étage les types (1, 2,4,5,6, 7, 8 et 9) sont remarqués
- Dans le plancher du 2^{ème} au 9^{ème} étage et la terrasse, il existe les types suivants (1, 2, 4, 5, 6, 8 et 10)
- Dans le plancher cage d’escalier le type 11 a été constaté

Calcul des charges revenant aux poutrelles

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

A l’ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$G = 6.22 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courant**

$G = 5.51 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaisons d’actions et calculs des charges**

Tableau III.2. Combinaisons d’actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible et la terrasse de la cage d’escalier	6.22	1.0	9.90	6.44	7.22	4.69
Plancher Etage courant du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	5.66	1.5	9.81	6.37	7.16	4.65
Plancher 1 ^{ère} étage (bureau + habitation)	5.66	1.5	9.81	6.37	7.16	4.65
	5.66	2.5	11.31	7.35	8.1	5.26

❖ Etude du plancher cage d'escalier

Exposé d'un cas de calcul : poutrelle type 11

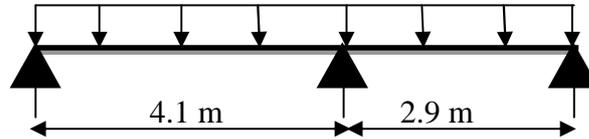


Figure III.5. Poutrelle du plancher cage d'escalier

$L_i/L_{i+1}=4.10 / 2.90=1.41 \notin [0.8 ; 1.25]$condition non vérifiée

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il est indispensable d'appliquer la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.22 = 4.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.61 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.35 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU

- **Moments aux appuis**

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Calcul des moments isostatiques

À l'ELU

M_0 : Moment isostatique

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.44 \times (4.10)^2}{8} = 13.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.44 \times (2.9)^2}{8} = 6.77 \text{ KN.m}$$

À L'ÉL

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.69 \times (4.10)^2}{8} = 9.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.69 \times (2.9)^2}{8} = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.25 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.10 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 2.90 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.61 \times (4.10^3 + 2.90^3)}{8.5 \times (4.10 + 2.90)} = -7.22 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{0 - (-7.22)}{6.44 \times 4.10} = 1.77 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.44 \times 1.77}{2} \times (4.10 - 1.77) = 13.27 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 13.27 + (-7.22 \times 1.77 / 4.1) = 10.15 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{2.90}{2} - \frac{-7.22 - 0}{6.44 \times 2.9} = 1.83m$$

$$M_0(x) = \frac{6.44 \times 1.83}{2} \times (2.90 - 1.83) = 6.30KN.m$$

$$M(x) = 6.30 - 7.22 \times \left(1 - \frac{1.83}{2.90}\right) = 3.63KN.m$$

• **Effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB

$$V_A = \frac{6.44 \times 4.10}{2} - \frac{0 - (-7.22)}{4.10} = 11.44KN$$

$$V_B = -\frac{6.44 \times 4.10}{2} - \frac{0 - (-7.22)}{4.10} = -14.96KN$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.44 \times 2.90}{2} - \frac{(-7.22) - 0}{2.90} = 11.83KN$$

$$V_C = -\frac{6.44 \times 2.90}{2} - \frac{(-7.22) - 0}{2.90} = -6.85KN$$

Tableau. III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la cage d'escalier

Type 11	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cage d'escalier	AB	4.10	6.44	13.53	0	-7.22	10.15	11.44	-14.96
	BC	2.90	6.44	6.77	-7.22	0	3.63	11.83	-6.85

A l'ELS

Le même travail abouti aux résultats résumés dans le tableau. III.3

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la cage d'escalier

Type 11	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
cage d'escalier	AB	4.10	4.69	9.85	0	-5.25	7.40	8.33	-10.89
	BC	2.90	4.69	4.93	-5.25	0	2.65	8.61	-4.99

Puisque la méthode de Caquot minorée a été élaborée, donc les résultats de calculs des poutrelles par cette dernière seront représentés sous forme de tableaux ci-dessous.

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse et autre étage et bureaux

Type 1	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
terrasse	AB	4.6	6.44	17.03	0	-8.61	12.99	12.94	-16.68
	BC	2.3	6.44	4.26	-8.61	0	1.04	11.15	-3.65
courant	AB	4.6	6.37	16.85	0	-8.9	12.69	12.72	-16.58
	BC	2.3	6.37	4.21	-8.9	0	0.93	11.19	-3.45
bureaux	AB	4.6	7.35	19.44	0	-10.73	14.44	14.57	-19.24
	BC	2.3	7.35	4.86	-10.73	0	0.97	13.12	-3.78

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse et autre étage et bureaux

Type 1	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
terrasse	AB	4.6	4.69	12.4	0	-6.25	9.48
	BC	2.3	4.69	3.1	-6.25	0	0.76
courant	AB	4.6	4.65	12.3	0	-6.38	9.30
	BC	2.3	4.65	3.07	-6.38	0	0.71
bureaux	AB	4.6	5.26	13.91	0	-7.61	10.36
	BC	2.3	5.26	3.48	-7.61	0	0.713

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du 1^{ère} étage (bureaux)

Type 9	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
bureaux	AB	5.3	7.35	25.81	0	-14.31	17.20	16.78	-22.17
	BC	2.3	7.35	4.86	-14.31	0	5.42	14.67	-2.23

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du 1^{ère} étage (bureaux)

Type 9	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
bureaux	AB	5.3	5.26	18.45	0	-10.15	13.67
	BC	2.3	5.26	3.48	-10.15	0	0.25

❖ Etude du plancher à usage de bureaux

Exposé d'un cas de calcul : poutrelle type 2

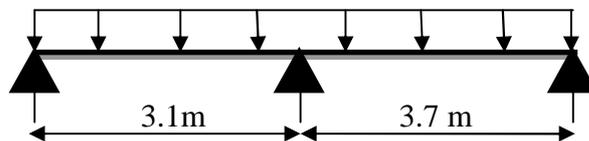


Figure III.6. Poutrelle du plancher à usage de bureaux

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.66, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.1/3.7 = 0.83$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

La méthode forfaitaire dans ce cas est applicable.

À l'ELU

$$p_u = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS

$$P_s = 5.26 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS

- **Calcul des moments isostatiques**

À l'ELU

M_0 : Moment isostatique

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{7.35 \times (3.1)^2}{8} = 8.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{7.35 \times (3.7)^2}{8} = 12.57 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.26 \times (3.1)^2}{8} = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5.26 \times (3.7)^2}{8} = 9.0 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

À l'LEU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(8.83; 12.57) = -7.54 \text{ KN.m}$$

À l'LES

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(6.32; 9.0) = -5.4 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.66} = 0.30$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.3 = 1.09$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.3}{2} = 0.64$$

A l'ELU

Travée AB

$$M_t + \frac{0+7.54}{2} \geq 1.09 \times 8.83 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.3}{2} \times 8.83 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.85 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.85, 5.65) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.85 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t + \frac{7.54+0}{2} \geq 1.09 \times 12.57 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.3}{2} \times 12.57 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.93 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.04 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.93, 8.04) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.93 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{7.35 \times 3.1}{2} = 11.39 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -13.10 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{7.35 \times 3.7}{2} = 15.64 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -13.59 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse

Type 2	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
bureaux	AB	3.1	7.35	8.83	0	-7.54	5.85	11.39	-13.10
	BC	3.7	7.35	12.57	-7.54	0	9.93	15.64	-13.59
Courant	AB	3.1	6.37	7.65	0	-6.51	4.85	9.85	-11.35
	BC	3.7	6.37	10.85	-6.51	0	8.24	13.55	-11.78
Terrasse	AB	3.1	6.44	7.73	0	-6.61	4.81	9.97	-11.47
	BC	3.7	6.44	11.01	-6.61	0	8.26	13.69	-11.90

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse

Type 2	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Bureaux	AB	3.1	5.26	6.32	0	-5.4	4.19
	BC	3.7	5.26	9	-5.4	0	7.11
courant	AB	3.1	4.65	5.85	0	-4.77	3.82
	BC	3.7	4.65	7.96	-4.77	0	6.05
terrasse	AB	3.1	4.69	5.64	0	-4.82	3.51
	BC	3.7	4.69	8.03	-4.82	0	6.02

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant et terrasse

Type 5	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
courant	AB	3.6	6.37	10.32	0	-6.19	10.94	11.46	-13.18
	BC	3.2	6.37	8.15	-6.19	0	5.54	11.72	-10.19
terrasse	AB	3.6	6.44	10.42	0	-6.25	7.82	11.58	-13.32
	BC	3.2	6.44	8.23	-6.25	0	5.52	11.84	-10.29

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant et terrasse

Type 5	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
courant	AB	3.6	4.65	7.53	0	-4.52	5.72
	BC	3.2	4.65	5.95	-4.52	0	4.05
terrasse	AB	3.6	4.69	7.60	0	-5.56	5.70
	BC	3.2	4.69	6.01	-4.56	0	4.03

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse

Type 4	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
bureaux	AB	3.5	7.35	11.25	0	-6.75	8.88	12.86	-14.79
	BC	3.5	7.35	11.25	-6.75	0	9.93	14.79	-12.86
courant	AB	3.5	6.37	9.75	0	-5.85	7.41	11.14	-12.82
	BC	3.5	6.37	9.75	-5.85	0	7.41	12.82	-11.14
terrasse	AB	3.5	6.44	9.85	0	-5.91	7.39	11.26	-12.95
	BC	3.5	6.44	9.85	-5.91	0	7.39	12.95	-11.26

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et à usage de bureaux et celui de la terrasse

Type 4	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
bureaux	AB	3.5	5.26	8.05	0	-4.83	6.36
	BC	3.5	5.26	8.05	-4.83	0	6.36
courant	AB	3.5	4.65	7.12	0	-4.27	5.41
	BC	3.5	4.65	7.12	-4.27	0	5.41
terrasse	AB	3.5	4.69	7.19	0	-4.31	5.39
	BC	3.5	4.69	7.19	-4.31	0	5.39

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant et terrasse

Type 10	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
courant	AB	5.3	6.37	22.36	0	-13.41	16.99	16.88	-19.41
	BC	5.2	6.37	21.53	-13.41	0	16.11	19.04	-16.56
terrasse	AB	5.3	6.44	22.59	0	-13.55	16.94	17.05	-19.60
	BC	5.2	6.44	21.74	-13.55	0	16.05	19.23	-19.73

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant et terrasse

Type 10	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
courant	AB	5.3	4.65	7.53	0	-4.52	5.72
	BC	5.2	4.65	5.95	-4.52	0	4.05
terrasse	AB	5.3	4.69	16.48	0	-9.89	12.36
	BC	5.2	4.69	15.86	-9.89	0	11.71

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse

Type 6	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
courant	AB	3.6	6.37	10.42	0	-5.21	8.47	11.57	-12.73
	BC	3.2	6.37	8.23	-5.21	-5.5	4.37	11.32	-11.32
	CD	3.7	6.37	11	-5.5	0	8.94	13.08	-11.89
terrasse	AB	3.6	6.44	10.42	0	-5.21	8.34	11.58	-12.74
	BC	3.2	6.44	8.23	-5.21	-5.51	4.29	11.32	-11.32
	CD	3.7	6.44	11.01	-5.51	0	8.81	13.19	-11.90

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse

Type 6	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
courant	AB	3.6	4.65	7.54	0	-3.77	6.13
	BC	3.2	4.65	5.96	-3.77	-3.98	3.17
	CD	3.7	4.65	7.96	-3.98	0	6.47
terrasse	AB	3.6	4.69	7.60	0	-3.80	6.08
	BC	3.2	4.69	6.01	-3.80	-4.02	3.13
	CD	3.7	4.69	8.03	-4.02	0	6.42

Les deux types de poutrelles suivants sont calculés par la méthode de RDM (poutrelle isostatique).

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant

Type 7	Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Courant	AB	4.6	6.37	17.01	21.48	14.79	-14.79

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant

Type 7	Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
courant	AB	4.6	4.65	12.31	15.54

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse

Type 8	Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
courant	AB	3.6	6.37	10.42	13.16	11.57	-11.57
terrasse	AB	3.6	6.44	10.43	12.94	11.58	-11.58

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant et terrasse

Type 8	Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
courant	AB	3.6	4.65	7.54	9.52
terrasse	AB	3.6	4.69	7.60	9.44

Tableau.III.23. Sollicitation maximal dans les poutrelles

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)
Plancher étage courant	16.99	-13.41	-3.35	-19.41	5.72	-4.52	-1.13
Terrasse inaccessible	16.94	-13.55	-3.39	-13.55	12.36	-9.89	-2.47
Plancher à usage bureaux	17.20	-14.31	-3.85	22.17	13.67	-10.15	-2.77

• **Ferraillage des poutrelles**

Exemple de calcul d'un étage courant

$M_t=16.99KN.m$

$M_a^{int}= -13.41 KN.m$

$M_a^r= -0.15 \max (M_0^1, M_0^2) =-3.35KN.m$

$V=19.41 KN$

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

$d=0.9h= 0.216 m$

✓ Si $M_t \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. Une section rectangulaire ($b \times h$) est à calculer.

✓ Si $M_t > M_{tu}$ Une section en T est à calculer

Remarque

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, la valeur de **b=65cm** sera prise au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans ce cas le calcul de ferraillage et la vérification à flèche se font pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **5.30 m**.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,216 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 72,36 \text{ KN.m}$$

$M_t = 16,99 < M_{tu} = 72,36 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{16,99 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,046 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,211 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{16,99 \times 10^{-3}}{0,211 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,216 \times 2,1 / 400 = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires**

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

$$M_u = 13,41 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,41 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216^2 \times 14,2} = 0,168$$

$$\mu_{bu} = 0,168 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,168}) = 0,231$$

Avec :

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

$$z = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.231) = 0.196 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.41 \times 10^{-3}}{0.196 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_a = 1.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA14+1HA8 avec $A=2.04 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive**

$$M_u = 3.35 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.35 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.042$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.053$$

$$z = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.211 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{3.35 \times 10^{-3}}{0.211 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_a = 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA8 avec $A=0.50 \text{ cm}^2$

Conclusion

Le ferrailage est opté pour :

- En travée: $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- En appui intermédiaire: $A_{a \text{ inter}} = 1HA14 + 1HA8 = 2.04 \text{ cm}^2$
- En appui de rive: $A_{a \text{ rive}} = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Vérifications à ELU

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\max} = 19.41 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{19.41 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.75 \text{ Mpa}$$

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

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

- **Ferraillage transversal**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

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

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

$$\Phi_t \leq \min \{ 240 / 35, 120 / 10, 8 \} = 6.86 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

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

- **Espacement S_t**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 21.6 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = \frac{0.57}{10000} \times \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.75 - 0.3 \times 2.1)} = 126.67 \text{ cm}$$

$$St \leq 126.67 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm}$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

Soit $St = 10 \text{ cm}$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2 [1])

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

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 19.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.216 \times 0.65 \times 0.04} = 1.02 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

Appuis de rive

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

$$A_s = 2.36 + 0.50 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 19.41 \times 10^{-3} / 400 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Appuis intermédiaires

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 2.36 + 2.04 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (19.41 - 13.41 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.216) = 0.89 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

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

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 21.6 = 19.44$ cm

$V_u = 0.01941$ MN $< 0.267 \times 0.194 \times 0.12 \times 25 = 0.155$ MN..... Condition vérifiée.

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
Plancher étage courant	En travée	16.99	0.04	0.051	21.1	2.31	1.69	3HA10= 2.36
	Appui inter	-13.41	0.168	0.231	19.6	1.96	0.31	1HA14+1HA8= 2.04
	Appui de rive	-3.35	0.042	0.053	21.1	0.45	0.31	1HA8= 0.50
Plancher terrasse inaccessible	En travée	16.94	0.04	0.050	21.17	2.30	1.69	3HA10= 2.36
	Appui inter	-13.55	0.031	0.040	21.25	1.83	0.31	1HA14+1HA8= 2.04
	Appui de rive	-3.38	0.008	0.01	21.51	0.45	0.31	1HA10 = 0.79
Plancher à usage de bureaux	En travée	17.20	0.04	0.051	21.16	2.34	1.69	1HA14+2HA8= 2.55
	Appui inter	-14.31	0.003	0.004	21.56	2.12	0.31	1HA14+1HA10 = 2.33
	Appui de rive	-3.87	0.009	0.011	21.50	0.53	0.31	1HA10= 0.79

Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures
- ✓ état limite de déformation

Remarque

Dans les calculs à L'ELU, A' = 0 a été le résultat, sauf que le règlement exige des aciers de montage ou bien de construction (une barre de 8) donc pendant les calculs A' est prise égale à 0.50 cm². (A' = 0.50 cm²)

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

On doit vérifier que :

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

En travée

Position de l'axe neutre

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

$$0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.216 - 0.04) = -1.03 \times 10^{-4} \text{ m}$$

H < 0 (alors l'axe neutre passe par la nervure) ⇒ calcule comme une section en T.

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

$$6y^2 + 247.4 y - 870.64 = 0$$

y = 3.26 cm

Le moment d'inertie I :

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

I = 12664.80 cm⁴

$$\sigma_{bc} = (5.72 \times 10^{-3} \times 0.0326) / (12664.80 \times 10^{-8})$$

$\sigma_{bc} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

En appuis intermédiaires

M_{ser} = -4.52 KN.m < 0 le calcul se fait pour une section (b₀ × h)

Position de l'axe neutre :

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

$6y^2 + 30.6y - 660.96 = 0 \dots\dots\dots (2)$

Après résolution de l'équation (2) : y = 8.25cm

Calcul de I

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

$I = 7699.67 \text{ cm}^4.$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.52 \times 10^{-3}}{7699.67 \times 10^{-8}} \times 0.0825 = 4.84 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'E.L.S

		M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher étage courant	En travée	5.72	3.26	12664.80	1.47	15	vérifiée
	Appui inter	-4.52	8.25	7699.67	4.84	15	vérifiée
Plancher terrasse inaccessible	En travée	5.72	3.26	12664.80	3.18	15	vérifiée
	Appui inter	-4.52	8.25	7699.67	10.59	15	vérifiée
Plancher à usage bureaux	En travée	5.72	3.26	12664.80	3.52	15	vérifiée
	Appui inter	-4.52	8.25	7699.67	10.87	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation** (Art A.4.6.1 [1])

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{530} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc la vérification de la

flèche est nécessaire.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) + 0.5 = \frac{530}{500} = 1.56cm$$

j : correspond au poids propre du corps creux

g : correspond aux charges permanentes avant la mise des cloisons

p : correspond aux charges plus surcharges

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Remarque

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre

$y = 3.26 \text{ cm}$

Moment d'inertie

$B_0 = b \cdot h + 15A_s = (65 \cdot 24) + (15 \cdot 2.36) = 1595.4 \text{ cm}^2$

$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_s \cdot d \right)$

$V_1 = 12.21 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 = 11.79 \text{ cm}$

$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 + e)$

$e = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$I_0 = 75436.96 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de la section totale acier-béton)

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.36}{12 \times 21.6} \Rightarrow \rho = 0.01$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$ Déformation instantanée

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$ Déformation différée

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

Les contraintes

$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$; $\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$; $\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$

- Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G' \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.20 = 2.08 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.6 = 3.64 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.6 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 4.61 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.48 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.64 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 9.58 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.61 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.14 \text{KN.m}$$

$$y = 3.26 \text{cm} ; A_s = 2.36 \text{cm}^2$$

$$I_0 = 75436.96 \text{cm}^4 I = 12664.80 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{cm}^2 \rho = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.01} \Rightarrow \lambda_i = 4.11$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.11 \Rightarrow \lambda_v = 1.64$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.48 \times (0.216 - 0.0326) \times 10^{-3}}{12664.80 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 119.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.58 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0326)}{12664.80 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 208.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.14 \times 10^{-3} (0.216 - 0.0326)}{12664.80 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 263.70 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 119.03 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 208.09 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 263.70 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.96$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 75436.96}{1 + (4.11 \times 0.46)} \Rightarrow I_{ij}^f = 28707.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 75436.96}{1 + (4.11 \times 0.65)} \Rightarrow I_{ig}^f = 22601.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 75436.96}{1 + (4.11 \times 0.96)} \Rightarrow I_{ip}^f = 16778.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv}^f = \frac{1.1 \times 75436.96}{1 + (1.64 \times 0.65)} \Rightarrow I_{gv}^f = 40164.88 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.48 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 26450.54 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00167 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{9.58 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 22601.29 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00370m$$

$$f_{pi} = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 16778.68 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00632m$$

$$f_{gv} = \frac{9.58 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 10721.4 \times 40164.88 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.00625m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00625 - 0.00167 + 0.00632 - 0.00370 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00720m$$

$$\Delta f = 0.72cm \leq f_{adm} = 1.56cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau III.26. Vérifications des états limites de déformation

Plancher	Etage courant	Terrasse inaccessible	Etage bureaux
q_{jser} (KN/m)	2.08	2.08	2.08
q_{gser} (KN/m)	3.64	4.04	3.64
q_{pser} (KN/m)	4.61	4.69	5.26
M_{jser} (KN.m)	5.48	5.48	5.48
M_{gser} (KN.m)	9.58	10.64	9.58
M_{pser} (KN.m)	12.14	12.35	13.85
I_0 (Cm ⁴)	75436.96	75436.96	75436.96
ρ	0.01	0.01	0.01
λ_v	1.64	1.64	1.64
λ_i	4.11	4.11	4.11
σ_{sj} (Mpa)	119.03	119.03	119.03
σ_{sg} (Mpa)	208.09	231.12	208.09
σ_{sp} (Mpa)	263.70	268.26	300.84
μ_j	0.46	0.46	0.46

μ_g	0.65	0.67	0.65
μ_p	0.96	0.71	0.74
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	28707.06	28707.06	28707.06
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	22601.29	22106.36	22601.29
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	16778.68	21178.80	20532.65
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	40164.88	39537.19	40164.88
f_{ji} (m)	0.00167	0.00180	0.00167
f_{gi} (m)	0.00370	0.00420	0.00370
f_{pi} (m)	0.00632	0.00509	0.00721
f_{gv} (m)	0.00625	0.00705	0.00625
Δf (cm)	0.72	0.61	0.81
f_{adm} (cm)	1.56	1.56	1.56
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée		

Tableau III.27.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher à usage bureaux			

III.3. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL (B.6B8 ,423), la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

✓ Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3)

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$

✓ Armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13\text{cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$

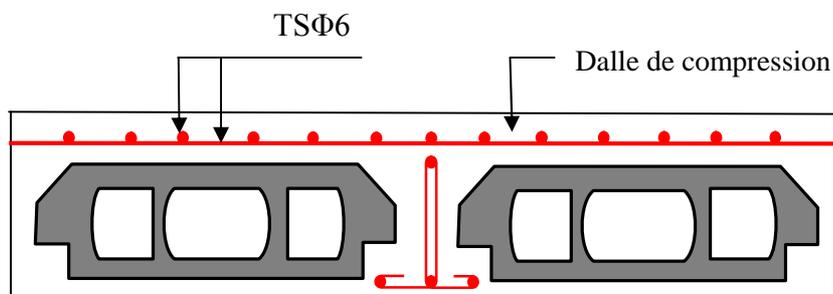


Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.4. Dalles pleines

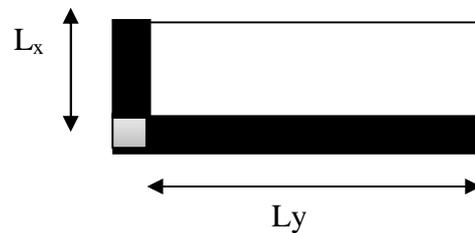
III.4.1. Introduction

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

Dans le cas de ce projet, les dalles pleines d'épaisseur 15 cm sont définies en deux types :

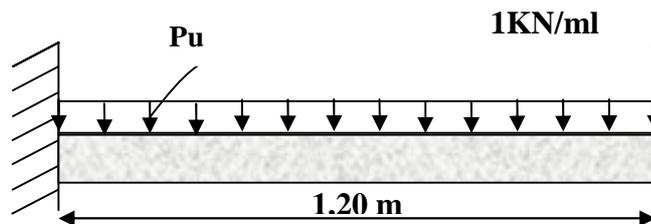
1) Dalle sur deux appuis

$$\begin{cases} L_x = 1.20 \\ L_y = 3.70 \end{cases} \text{ (m)}$$



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.32 < 0.4$: La dalle travaille (fléchit) dans une seule direction (poutre-dalle)

La poutre est en porte à faux par rapport à la façade de l'immeuble. Il est ici dans le prolongement du plancher de l'étage considéré. Il est suffisant de n'étudier qu'une bande de 1ml de balcon.



$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.35(25\rho \times e \times H \times 1\text{ml})$$

$$P = 1.35(25 \times 0.1 \times 1 \times 1) = 3.37 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P \times 1.25 = 13.19 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times 1) + P = 18.33 \text{ KN}$$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

$b = 1 \text{ ml}$; FN ($e \geq 3 \text{ cm}$) ; $d = 0.10 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{13.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0.093, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.122 ; z = 0.095 \text{ m}$$

$$A_s = (13.19 \times 10^{-3} / 0.095 \times 348) = 3.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \quad (e \geq 12 \text{ cm})$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

On opte pour 4HA12 avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Les armatures de répartition**

$$A_y = (A_t / 3) = (4.52 / 3) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Résultats de ferrailage de la dalle

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
13.19	0.093	0.122	0.095	3.99	1.2	4HA12= 4.52

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min(2.5 \times e ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HA12; soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans la dalle

AI'ELS

$$q_s = (G+Q)$$

$$q_s = (5.35 + 3.5) = 8.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P \times 1.25 = 10.58 \text{ KN. M}$$

- **Vérification de σ_{bc}**

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 678 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 4.52 (10 - 3.06)^2$$

$$I = 4220.58 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc}**

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

$\sigma_{bc} = (10.58 \times 10^{-3} \times 0.0306) / (4220.58 \times 10^{-8}) = 7.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ donc il n'y pas de risque de fissuration du béton.

- **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 10.58 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0306)] / 4220.58 \times 10^{-8} = 260.95 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc la section des aciers sera redimensionnée.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{10.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 5.25 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 5.85 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **La flèche**

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

- 1) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.062$condition vérifiée
- 2) $\frac{h_t}{l} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.1$condition vérifiée
- 3) $\frac{A_s}{b \times d} = 0.005 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006$condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage**

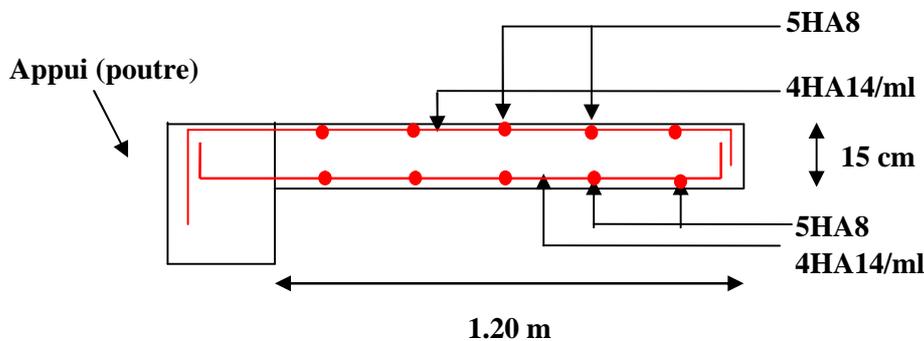


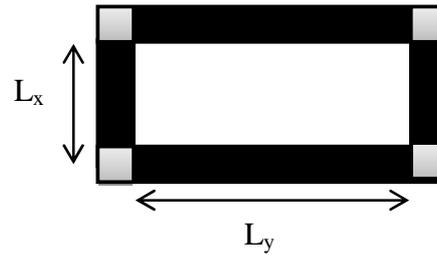
Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

2) Dalle sur quatre appuis

$$L_x = 2.5 \text{ m}$$

$$L_y = 5.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.45 \geq 0.4$$



La dalle travaille dans les deux sens

➤ Calcul des sollicitations

▪ A l'ELU

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.45 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{annexe II})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1036 \times 12.47 \times 2.5^2 = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.2500 \times 8.07 = 2.02 \text{ KN.m}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 8.07 = 6.05 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 2.02 = 1.51 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Panneau intermédiaire})$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 8.07 = -4.03 \text{ KN.m} \quad (\text{Panneau intermédiaire})$$

➤ Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = e = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_c = 400 \text{ Mpa}$

✓ la condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = A_a^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.53 \\ A_y^{min} = A_a^{min} = 1.2 \end{cases} (\text{cm}^2)$$

Tableau III.29. Calcul des armatures principales

Sens		M _i (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	6.05	0.0252	0.032	0.128	1.18	3HA10= 2.36
	y-y	1.51	0.0063	0.008	0.129	0.29	3HA10= 2.36
appui	x-x						
	y-y	4.03	0.0168	0.021	0.129	0.78	3HA10= 2.36

✓ **Espacement des armatures**

sens x-x : s_t ≤ min(3e, 33cm) = 33cm ⇒ s_t = 25cm

sens y-y : s_t ≤ min(4h, 45cm) = 45cm ⇒ s_t = 25cm

✓ **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que : τ_u = $\frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$

ρ > 0.4 → V_u = $\frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.47 \times 5.5}{2} \times \frac{1}{1 + 0.45/2} = 28 \text{ KN}$

τ_u = $\frac{28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.215 \text{ MPa}$

τ_u ≤ τ̄_u vérifiée

▪ **à l'ELS**

Calcul les sollicitations

q_s = (5.35 + 3.5) = 8.85 KN/m²

ρ = 0.45 $\begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases}$ (annexe II)

M_{0x} = μ_x × q_s × l_x² = 0.1036 × 8.85 × 2.5² = 5.73 KN.m

M_{0y} = μ_y × M_x = 0.3234 × 5.73 = 1.85 KN.m

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 5.73 = 4.30 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 1.85 = 1.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 5.73 = -2.86 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ MPa..}$$

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

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

$y = 2.7 \text{ cm}$

$I = 4411.68 \text{ cm}^4$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M_t (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
travée	x-x	4.30	2.63	15	150.59	201.6
	y-y	1.39	0.85	15	48.68	201.6
appui	x-x					
	y-y	2.86	1.75	15	100.16	201.6

✓ **Etat limite de déformation**

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

1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$; 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$; 3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Sens x-x

$$\frac{h}{l_x} = 0.060 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Sens y-y:

$$\frac{h}{l_y} = 0.027 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.31. Vérification de la flèche à l'E.L.S

Plancher	Sens x-x	Sens y-y
q_{jser} (KN/m)	2.44	2.44
q_{gser} (KN/m)	3.48	3.48
q_{pser} (KN/m)	5.75	5.75
M_{jser} (KN.m)	1.43	6.92
M_{gser} (KN.m)	2.04	9.87
M_{pser} (KN.m)	3.37	16.3
I_0 (Cm ⁴)	28478.65	28478.65
ρ	0.0018	0.0018
λ_v	4.62	4.62
λ_i	11.57	11.57
σ_{sj} (Mpa)	50.06	345.61
σ_{sg} (Mpa)	71.40	345.60
σ_{sp} (Mpa)	181.59	878.91
μ_j	0	0.047

μ_g	0	0.202
μ_p	0	0.566
$I_{f_{ij}} \text{ (m}^4\text{)}$	0.0000136	0.0000087
$I_{f_{ig}} \text{ (m}^4\text{)}$	0.0000136	0.0000041
$I_{f_{ip}} \text{ (m}^4\text{)}$	0.0000136	0.0000018
$I_{f_{vg}} \text{ (m}^4\text{)}$	0.0000136	0.0000041
$f_{ji} \text{ (m)}$	0.00204	0.074
$f_{gi} \text{ (m)}$	0.00291	0.228
$f_{pi} \text{ (m)}$	0.00741	1.312
$f_{gv} \text{ (m)}$	0.0222	1.010
$\Delta f \text{ (cm)}$	0.246	1.08
$f_{adm} \text{ (cm)}$	0.5	1.1
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée	

➤ Schéma de ferrailage

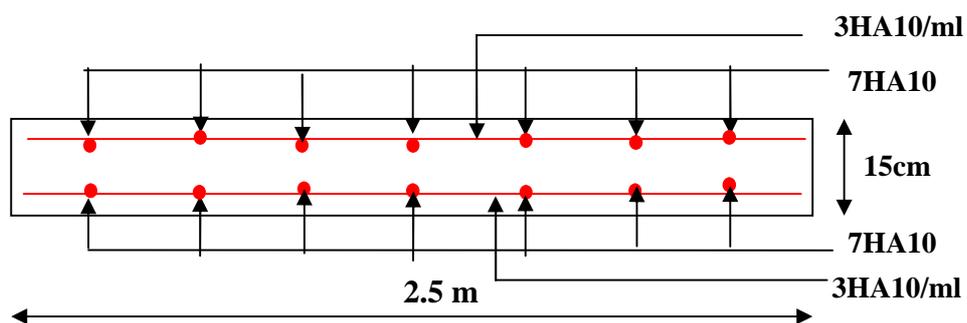


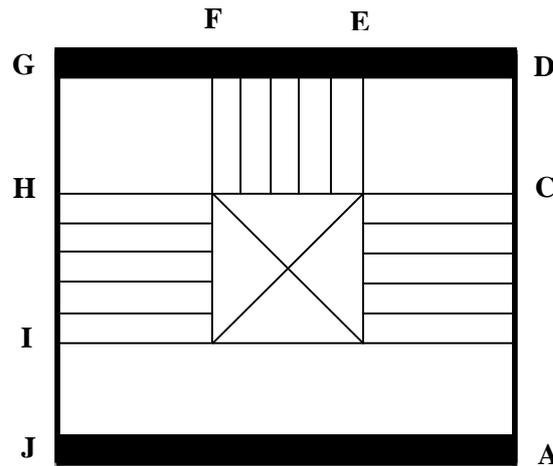
Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

III.5. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

L'étude se fera pour un seul type d'escalier c'est celui du RDC qui présente le cas le plus défavorable.



Ce type se calcule comme suit:

1^{er}) Partie AD=GJ

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

- La volée : $G = 7.54 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Le palier : $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.5.2. Combinaisons de charge

❖ A l'ELU

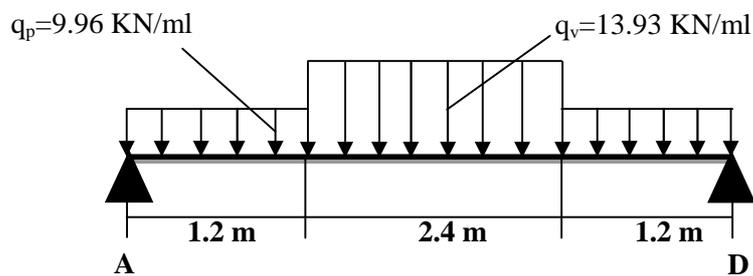
$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

❖ A PELS

$$q_u = G + Q$$

- La volée : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 7.54 + 1.5 \times 2.5 = 13.93 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 7.54 + 2.5 = 10.04 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 2.5 = 9.96 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 4.6 + 2.5 = 7.1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

• Schema statique



La poutre est isostatique, alors la méthode de la résistance des matériaux est à utiliser pour le calcul des efforts tranchants et les moments fléchissants.

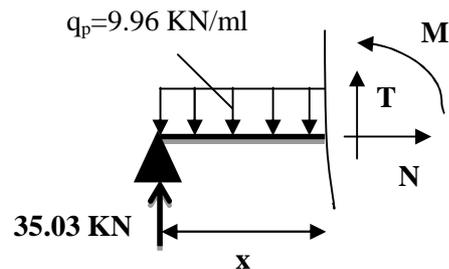
• Calcul des sollicitations

Calcul des réactions

Après le calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 35.03 \text{ KN}$$

$$R_D = 22.3 \text{ KN}$$



Calcul des moments

• 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.2 \text{ m}$

$$\begin{cases} T = 9.96 x - 35.03 \\ M = 35.03 x - 9.96 x^2/2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T= -35.03\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.2 \rightarrow \begin{cases} M= 34.86\text{KN} \cdot \text{m} \\ T= -23.07\text{KN} \end{cases}$$

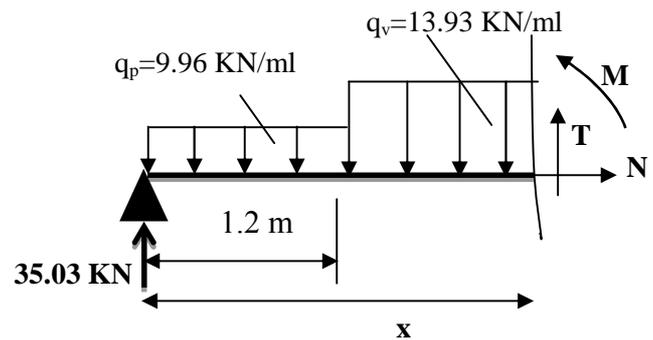
• 2^{ème} tronçon : 1.2 m < x < 3.6 m

$$M=25.07 x - 9.96(x-1.2)^2+4.78$$

$$T= 13.93 x - 39.79$$

$$\text{Pour } x= 1.2 \rightarrow \begin{cases} M= 34.86 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T= -23.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.6 \rightarrow \begin{cases} M= 37.66 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T= 10.36 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max}

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

Calcul de x

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x_0 = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M^{\max}= 49.11\text{KN}\cdot\text{m}$$

• Calcul des moments réels

$$M_a=-0.5 M^{\max} = -0.5 \times 49.11 = -24.55\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_t=0.75 M^{\max} = 0.75 \times 49.11 = 36.83\text{KN}\cdot\text{m}$$

• Ferrailage

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

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

le résumé de calcul est dans le tableau ci-après :

Tableau III.32. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
36.83	0.15	0.20	0.12	8.81	1.56	8HA12=9.05	12.5
En appui							
24.55	0.10	0.13	0.12	5.78	1.56	6HA12=6.79	16.5

• **Armatures de répartition**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$; le choix est $3\Phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $ST=30 \text{ cm}$

En appuis : $A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$; le choix est $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $ST=25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications à l'Etat Limite Ultime**

• **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

– Armatures principales

$St \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

– Armatures secondaires

$St \leq \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{35.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$q_v = 10.04 \text{ KN/ml}$

$q_p = 7.1 \text{ KN/ml}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.33. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R _A (KN)	R _B (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
25.13	16	2.46	30.07	22.55	4.78	16462.24	6.54	15	vérifiée
En appui									
25.13	16	2.46	30.07	15.03	4.03	11896.14	5.09	15	vérifiée

• Etat de déformation

$$\frac{h_t}{L} = \frac{0.15}{4.8} = 0.0312 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors la flèche est à vérifier

Tableau III.31. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.8	9.05	5.25	17.00	31.53	12810	4990
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.73	5490.29	2330.31	1850.12	3560.26	0.93	0,96

• Schéma de ferrailage

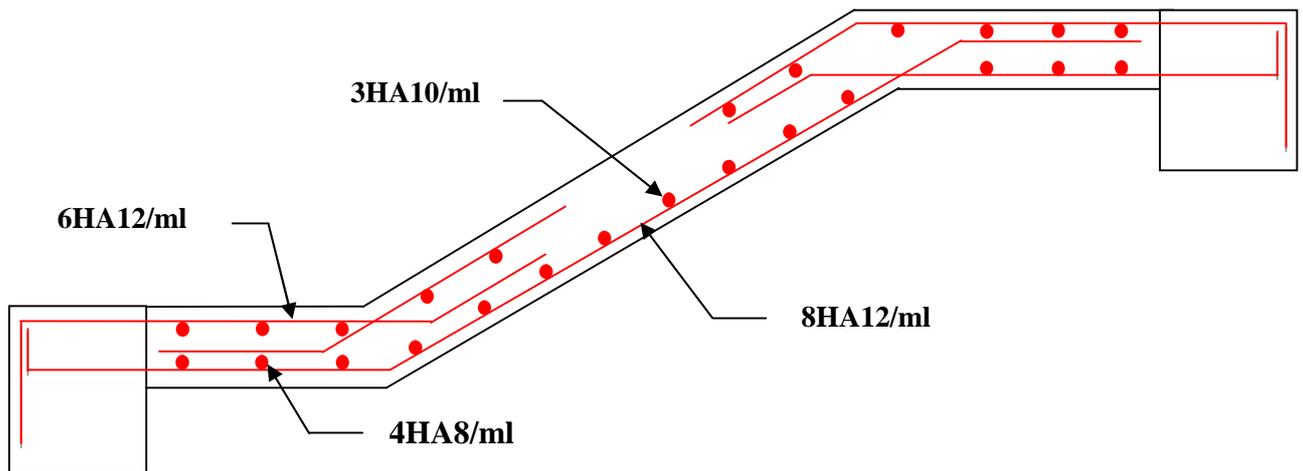
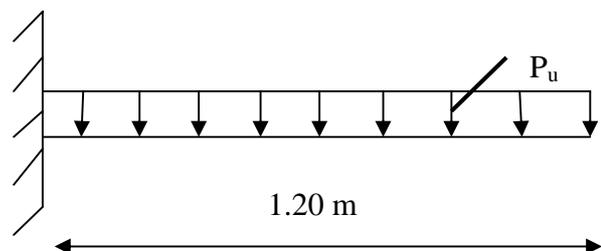


Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

2^{ème}) Partie EF

Ce type se calcule comme une console.



Calcul a l'ELU

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.04) + (1.5 \times 2.5) = 13.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 9.54 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
9.54	0.4	0.7	0.093	2.95	1.2	4HA10/ml 3.14	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min (2, 5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT10, soit S_t = 100/4 = 25cm donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,227 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.04+2.5) = 9.54 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.54 \times 1.20^2)/2] = 6.87 \text{ KN. m.}$$

- Vérification de σ_{bc}

Calcul de y

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 13) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 3.14 (13 - 3.06)^2$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = (6.87 \times 10^{-3} \times 0.0306) / (5608.73 \times 10^{-8}) = 3.74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

..... Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

- La flèche

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.20} = 0.125 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage

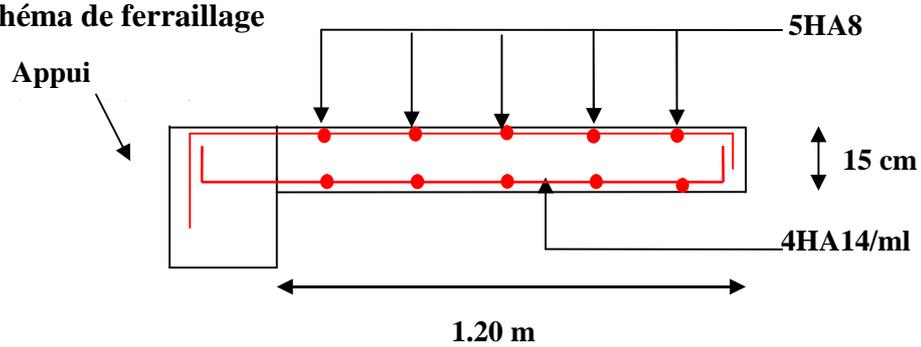


Fig. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.6. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qui est calculé à la flexion simple et aux moments de torsion calculés à la torsion.

✓ Dimensionnement

Condition de la flèche :

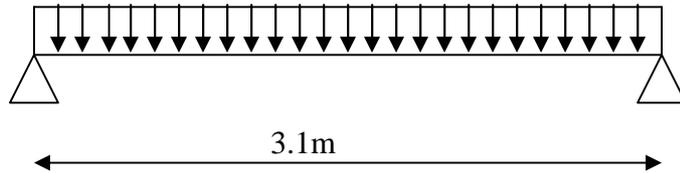


Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Condition de la flèche } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 23\text{cm} < h < 35\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 \times h + b_1 \end{array} \right.$$

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

Calcul à la flexion simple

1. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$
- La réaction de la volée à son niveau :

ELU: $R_B = 35.03\text{ KN/m}$

ELS: $R_B = 25.13\text{ KN/m}$

Tableau III.35. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$ $P_u = 38.06 \text{KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 15.24 \text{KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -30.48 \text{KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 59 \text{KN}$	$P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 27.38 \text{KN/m}$ $M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 10.96 \text{KN.m}$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -21.93 \text{KN.m}$

2. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

b =30 cm h =30 cm d =28 cm f_{C28} =25Mpa f_{bu} =14,2Mpa f_{st}=348 Mpa

Tableau III.36. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{flexion} ^{CAL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	15.24	0.045	0.057	27.36	1.62	4,5
En appuis	-30.48	0.061	0.078	27.12	3.24	

3. Exigence du RPA

A_{min} = 0.5% b × h = 4.5cm²

A = 1.62 + 3.24 = 4.86 cm² > A_{min} = 4.5 cm² vérifiée

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier c'est

le moment d'appui à l'ELU : $M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{24.55 \times 3.1}{2} = 38.05 KN.m$

1. Calcul de la section d'armature longitudinale

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

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

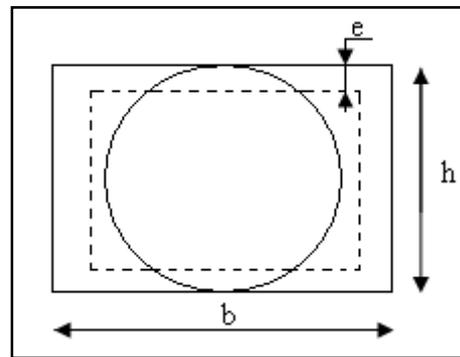


Figure III.13.Section creuse équivalente

$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.64 \text{ cm}^2$

- **En travée**

Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.62 + \frac{5.64}{2} \Rightarrow A^t = 4.44 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.24 + \frac{5.64}{2} \Rightarrow A^a = 6.06 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Vérification a l'ELU

- Flexion simple

a) L'effort tranchant

$$V_u = 59 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.7 \text{MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(59 \times 10^{-3} - \frac{30.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.78 \text{cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

c) Calcul de l'espacement S_t

D'après le CBA 93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 29.7 \text{cm}$$

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

2. Calcul des armatures transversales

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

$$\text{Flexion simple} \begin{cases} A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})S_t / 0.8f_e = 0.098 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Torsion} \begin{cases} 0.4 \times e \times S_t / f_e = 0.075 \text{ cm}^2 \\ M_t \times S_t / 2\Omega f_{st} = 0.846 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

D'où $A_t = 0.45 + 0.846 = 1.3 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

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

On a $V_{\max} = 59 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.7 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{38.05 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 6.08 \text{MPa}$$

D'où : $\tau_u = 6.08 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$ Non vérifiée.

Il faut augmenter la section de la poutre à $b=h=40 \text{ cm}$

$\tau_u = 2.59 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

b) Vérification à ELS

- Etat limite de compression de béton

$y = 11.14 \text{ cm}; I = 86416.78 \text{ cm}^4$

En travée : $M_t = 10.96 \text{ KNm}; \sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

En appuis : $M_a = -21.93 \text{ KN.m}; \sigma_{bc} = 2.82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

- Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{310} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{h}{l} = 0.13 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.96}{10 \times 45.71} = 0.024$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.61}{40 \times 38} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 . \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

Schéma de ferrailage

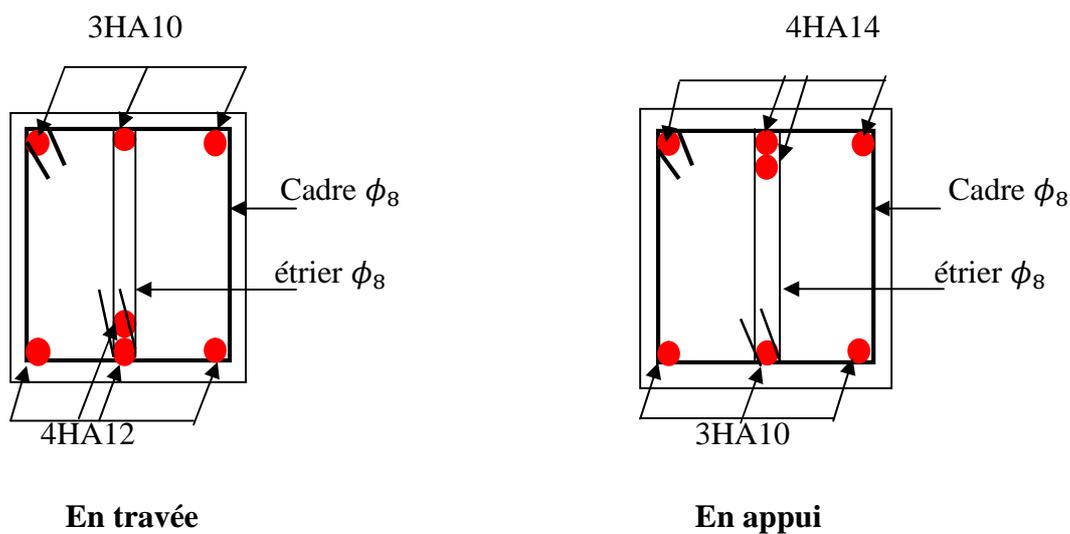


Figure III.14. Schéma ferrailage de la poutre palière

III.7. L'ascenseur

III.7.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes et des chargements vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur à étudier est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes:

- $B_s=1,70$ m
- $T_s=1.80$ m
- $H_k=2,20$ m
- $P_M=1500$ daN
- $D_M=4300$ daN
- $F_c=5000$ daN
- $v = 0,63$ m/s

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

III.7.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur il faut que :

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

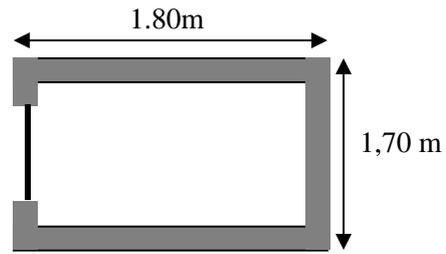


Fig. III.15.Cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, il est important alors de prendre une épaisseur de **15 cm**.

donc il faut calculer la surface d'impact $U \times V$

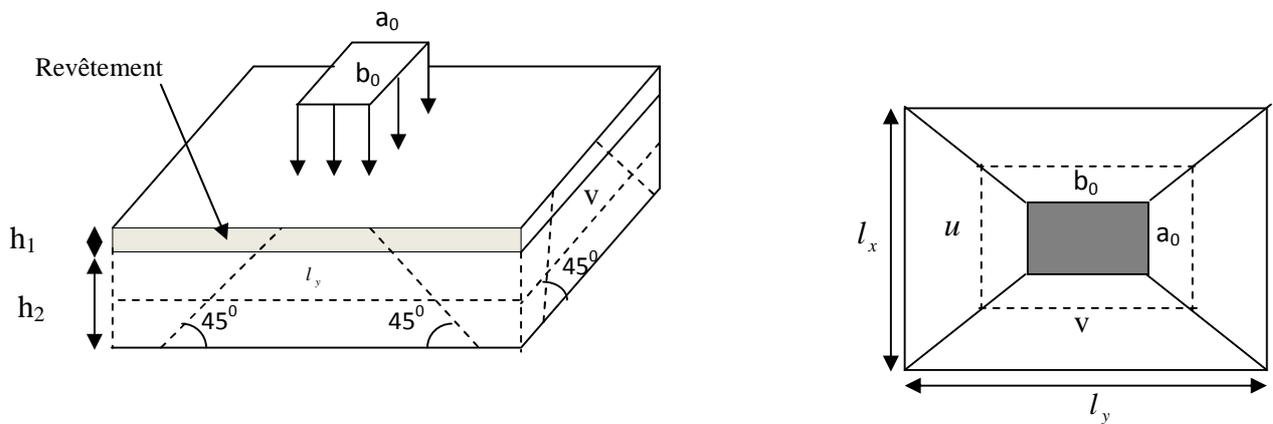


Fig. III.16.Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

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

$$\begin{cases} U = 110\text{cm} \\ V = 110\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 170\text{cm} \\ l_y = 180\text{cm} \end{cases}$$

III.7.3.1. Evaluation des moments sous charge concentrée

a) M_{x1} et M_{y1} du système:

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

Selon le **BAEL91**

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

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0.2).

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

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.94$$

$$\frac{U}{l_x} = 0.65 ; \frac{V}{l_y} = 0.61$$

D'où : $M^1 = 0.082$

$M^2 = 0.077$

$P_u = 1,35 \times P \rightarrow P_u = 85.05 \text{ KN}$ (avec $P = 63 \text{ KN}$)

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \rightarrow M_{x1} = 6.98 \text{ KN/ml} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \rightarrow M_{y1} = 6.55 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système

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

(d'entretien).

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

$\rho = 0.94 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

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

$$G = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\Rightarrow q_u = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9.73 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.178 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.020 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.98 + 1.178 = 8.16 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.55 + 1.020 = 7.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.7.3.2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une dalle sur quatre appuis pour une bande de longueur unité et une épaisseur de 20 cm à la flexion simple avec $d = 18 \text{ cm}$

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.4 \times M^x = 3.26 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M^{ax} = 3.26 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)
travée	x-x	6.93	0.015	0.019	0.18	1.11	1.64
	y-y	6.43	0.014	0.017	0.18	1.03	1.6
appui	x-x/ y-y	3.26	0.007	0.009	0.18	0.52	1.64

Vérifications

- Condition de non fragilité

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul des espacements**

Sens x-x' : $St \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' : $St \leq \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau III.38. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopt} (cm ² /ml)
travée	x-x	6.93	1.11	1.64	4HA10= 3.14
	y-y	6.43	1.03	1.6	4HA10= 3.14
appui	x-x/ y-y	3.26	0.52	1.64	4HA10= 3.14

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 25.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{25.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement**

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

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

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 85.05 \text{ KN} \\ \frac{0.04 \times 4.40 \times 0.2 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 990 \text{ KN} \end{array} \right.$$

.....pas de risque de poinçonnement.

• **Diamètre des barres**

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS

Moment engendré par le système de levage

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 6.14 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment dû au poids propre de la dalle

$$q^{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0491 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.9087 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.92 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

$$M^x = 7.15 \text{KN.m}$$

$$M^y = 6.8 \text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M^{tx} = 0.85 \times 7.15 = 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times 6.8 = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 5.78 \text{KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend $M^t = 6.08 \text{KN.m}$)

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

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.67^3 + 15 \times 3.14 (18 - 3.67)^2$$

$$I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.97 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 115.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• La flèche

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{170} = 0.12 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times Mo}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{2.14}{20 \times 10.08}\right] = 0.037 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{As}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage

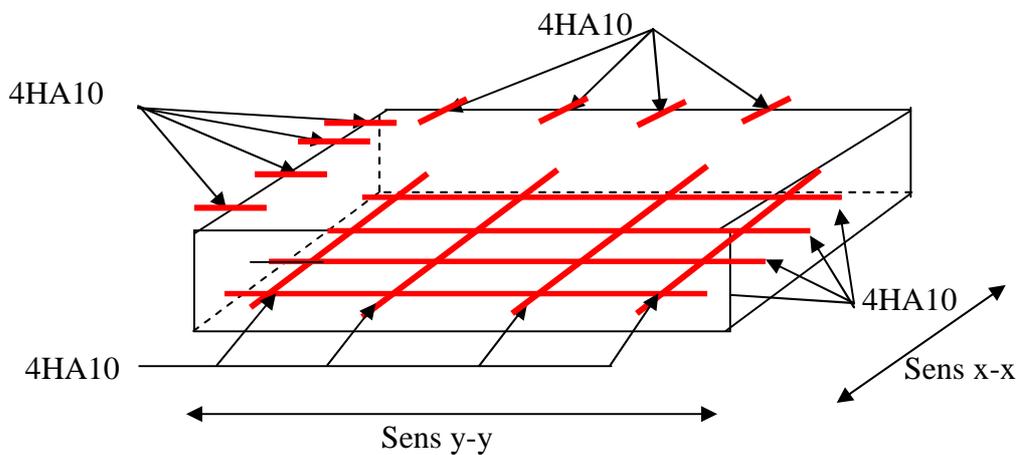


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.7.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (170×180 et h=20 cm (avec un revêtement en béton))

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G^1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur :

$$G^2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.7 \times 1.8} = 16.34 \text{ KN/m}^2$$

- $G^{total} = G^1 + G^2 \rightarrow G^{total} = 22.44 \text{ KN/m}^2$.
- $P^{total} = 1,35 \times G^{total} \rightarrow P^{total} = 30.29 \text{ KN/m}^2$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.7.5. Evaluation des moments à l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times P_{tot} \times l_x^2 = 3.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 3.12 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 2.7 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.4 \times M^x = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M^{ax} = 1.47 \text{ KN.m.}$$

III.7.6. Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.39. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bc}	A_{min} (cm ² /ml)	A_{calcul} (cm ² /ml)	A_{adopt} (cm ² /ml)
travée	x-x	3.12	1.11	1.64	0.5	4HA8= 2.01
	y-y	2.7	1.03	1.6	0.44	4HA8= 2.01
appui	x-x/ y-y	1.47	0.52	1.64	0.24	4HA8= 2.01

• **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$A_x^{min} = 1.64 \text{ cm}^2$ et $A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans tous les cas)Condition vérifiée.

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

$$e = 20\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

Calcul à l'ELS ($\nu=0,2$)

$$P = 22.44 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 2.89 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M = 3.18 \text{ KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 3.0 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.0^3 + 15 \times 2.01 (18 - 3.0)^2$$

$$I = 7683.75 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.24 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **La flèche**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{170} = 0.12 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times Mo}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{3.08}{20 \times 4.35}\right] = 0.037 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.0011 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

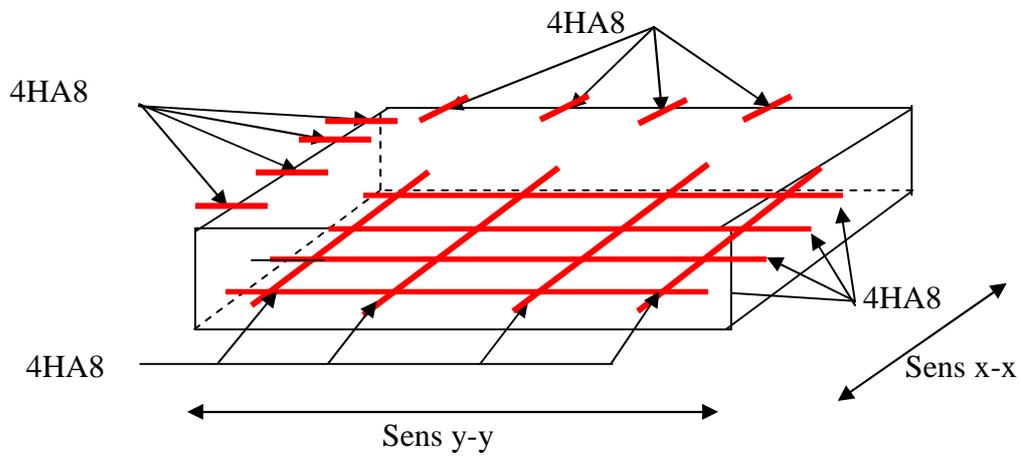


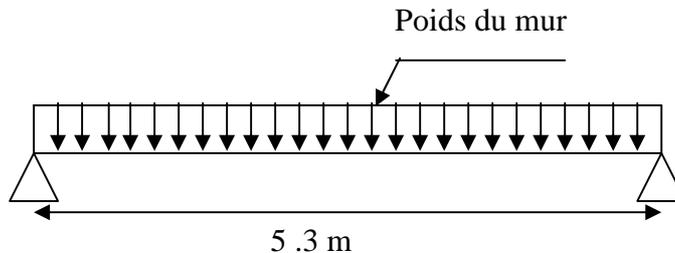
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.8. Calcul des chainages (poutre sous murs doubles cloisons)

a) Définition

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

b) Dimensionnement



On a : $L_{max} = 5.3m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 35.33 \leq h_t \leq 53 \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

Soit : $h_t = 40 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérifications

$$h_t \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b \geq \frac{2h}{3} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du mur : $G_M = 2.85 \times (3.06 - 0.40) = 7.58 \text{ KN/m}^2$.

Donc : $G = 10.58 \text{ KN/m}^2$.

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 14.28 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G = 10.58 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 50.14 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.75M_0 \rightarrow M_t = 37.60 \text{ KN m}$$

$$M_a = -0.5M_0 \rightarrow M_a = -25.07 \text{ KN m}$$

d) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

b = 30cm h = 40cm d = 38cm $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 348\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.40. Calcul des armatures principales

élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm)	$A_{adopté}$
travée	37.60	0.0661	0.085	0.367	2.94	4HA10=3.14
appui	-25.07	0.0407	0.0519	0.372	1.94	3HA10=2.36

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2 .$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

✓ Vérifications à l'ELU

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V = \frac{q_u \times l}{2} = 37.84 \text{ KN}$$

$$\frac{37.84 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.331 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa (F.P.N)} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min} \right) = 10 \text{ mm}$$

Soit un cadres T8 plus étriers T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ calcul des espacements

$$S_t = \min \begin{cases} (0.9 \times d, 40\text{cm}) = 34.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 44.66 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 0 \end{cases}$$

Donc $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérifications à l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Vérification de la contrainte dans le béton

$$M_0 = P_s \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 37.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 27.85 \text{ KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 3.14 \text{ cm}^2; b = 30 \text{ cm} \quad d = 38 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d \Rightarrow y = 9.46 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 46830.34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Evaluation de la flèche

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

$$1) \frac{h}{l} = \frac{45}{530} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{32.91}{10 \times 43.89} = 0.076 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.11}{45 \times 42} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

e) Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

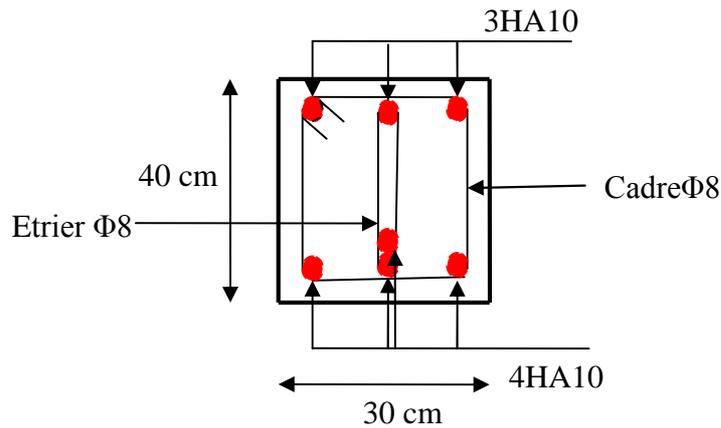


Figure III.19. Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.9. Étude de l’acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, il protège la ligne de jonction entre lui même et la forme de pente, contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment. L'acrotère est considéré comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

Les hypothèses de calcul

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

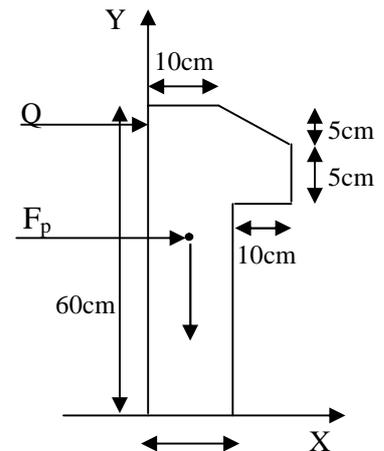


Fig. III.20. Coupe transversale de l’acrotère

III.9.1. Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 5 \times 10 + 5 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 675 \text{ cm}^2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

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

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

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.9.1.1. Charge verticale

Tableau III.41. Charge permanente revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0675	1.6875	0.16	1.8475	1

III.9.1.2. Charge horizontale (Charge sismique)

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

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

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4 .1)**

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

W_p : poids de l’élément considéré.

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1.8475KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8475 \Rightarrow F_p = 0.8868KN$$

III.9.2. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.05m \\ Y_G = 0.27m \end{cases}$$

L’acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.8475KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.8868 \times 0.27 \Rightarrow M_{F_p} = 0.2394KN.m \end{cases}$$

Tableau III.42. Combinaisons d’actions de l’acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	3.73	3.39	2.8475
M (KN.m)	0.8394	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.8394}{1.8475} = 0.45m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016m .$$

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

Le calcul de M_{ua} et de N_u . se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \cdot e$

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

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

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

L : portée de l'élément = 60 cm

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

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

(RPA Article A.4.3.5)

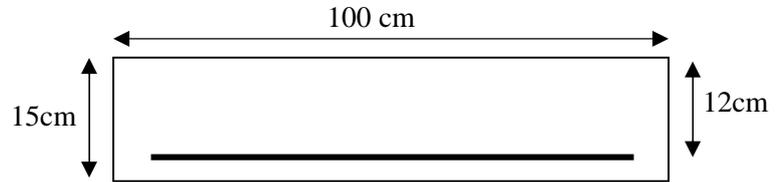


Fig. III.21. Section à ferrailer

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.0103 \text{ m}$$

$$D'où : e = 0.45 + 0.02 + 0.0103 = 0.4803 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.99 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.99 \times 0.4803 = 1.9163 \text{ KN.m}$$

III.9.3. Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

Le calcul des armatures se fera à l'ELU, puis la vérification des contraintes sera effectuée à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc ça ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.9163 + 3.99 \left(0.07 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.9961 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.9961 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.028 < (\mu_l = 0.3916) \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.035 \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.069m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.9961 \times 10^{-3}}{0.069 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.83cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.83 \times 10^{-4} - \frac{3.99 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.71cm^2$$

Vérification à l'ELU

• **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.84cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / ml$.

• **Vérification au cisaillement**

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

$$V_u = f_p + Q = 0.8868 + 1 = 1.8868 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.8868 \times 10^{-3} / (1 \times 0.07) = 0.027 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0.027 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1}{4} \Rightarrow A_r = 0.25cm^2 \Rightarrow A_r = 3T6 = 0.85cm^2 / ml$$

• **Espacement**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification de l'adhérence**

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

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

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

$$\zeta_{es} = 1.8868 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.298 \text{ MPa}$$

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

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

Vérification à l'ELS

$$d = 0.07 \text{ m}; N_{ser} = 2.8475 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.8475) + (0.07 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.230 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.230 \Rightarrow c = -0.160 \text{ m.}$$

$$c = -0.160 \text{ m}; y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$p = -3 \times (-0.160)^2 + 90 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.07 + 0.160) / 1 \rightarrow p = -0.074 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.160)^3 + 90 \times 1.13 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.160)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0086 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage

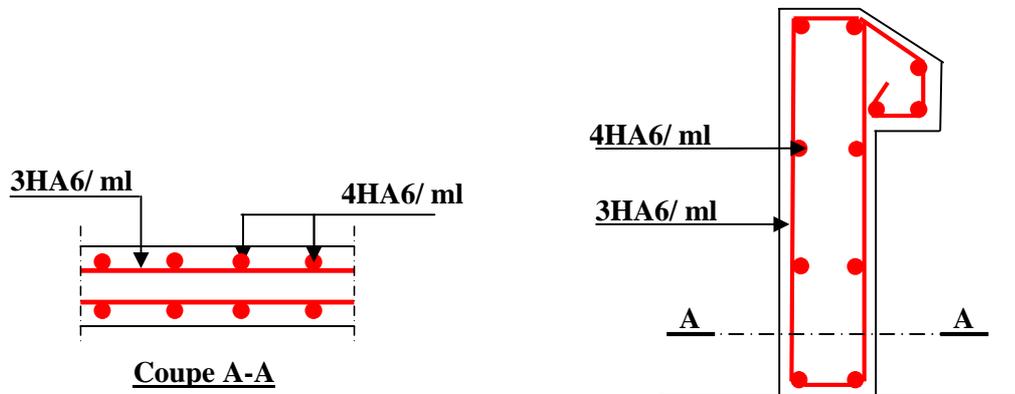


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, 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. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas des situations non sismiques. A celles-ci, viennent de s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au dimensionnement seul, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale RPA99 (Article4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage: groupe 2
- Zone sismique: zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

➤ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

RPA99 (Formule 4.4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments à usage d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant ce projet, il y' a des niveaux à usage d'habitation, le 1^{er} étage à usage de bureaux et le RDC destiné au commerce donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

Niveau	W_G (KN)	βW_Q (KN)
4.08	2346.89	153.46
7.14	1973.27	103.25
10.20	1973.27	103.25
13.26	1973.27	103.25
16.32	1973.27	103.25
19.38	1973.27	103.25
22.44	1973.27	103.25
25.50	1973.27	103.25
28.56	1973.27	103.25
31.62	1973.27	103.25
34.68	1973.27	103.25

On a: $W_G=22079.59\text{KN}$; $\beta W_Q=1185.96 \text{ KN}$ $\Rightarrow W=23265.55 \text{ KN}$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \text{ RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases} \text{ RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de $\zeta(\%)$ sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

T : période fondamentale de la structure

Telle que $T = \min(1, 2)$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots(1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

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

$h_n = 31.62 \text{ m}$

L: Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau IV.3

Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées s et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (31.62)^{3/4} = 0.66 \text{ s}$$

$$\begin{cases} L_x = 24.90 \text{ m} \\ L_y = 17.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.57 \text{ s} \\ T_y = 0.67 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_c; T_x) = 0.57 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_c; T_y) = 0.66 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$\begin{cases} 1.3 \times T = 1.3 \times 0.57 = 0.741 \text{ s Art (4.2.4)} \\ 1.3 \times T = 1.3 \times 0.66 = 0.858 \text{ s Art (4.2.4)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.56 \\ D_y = 1.41 \end{cases}$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.15}{5} \times 23265.55 = 1252.15 \text{ KN} = 125.215 \text{ t}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.15}{5} \times 23265.55 = 1131.75 \text{ KN} = 113.75 \text{ t}$$

IV.4. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.5. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6. Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser la structure est le SAP2000 version 14.

IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement

Le choix de la disposition des voiles a été vraiment compliqué. Plusieurs dispositions ont été essayées. Elles ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

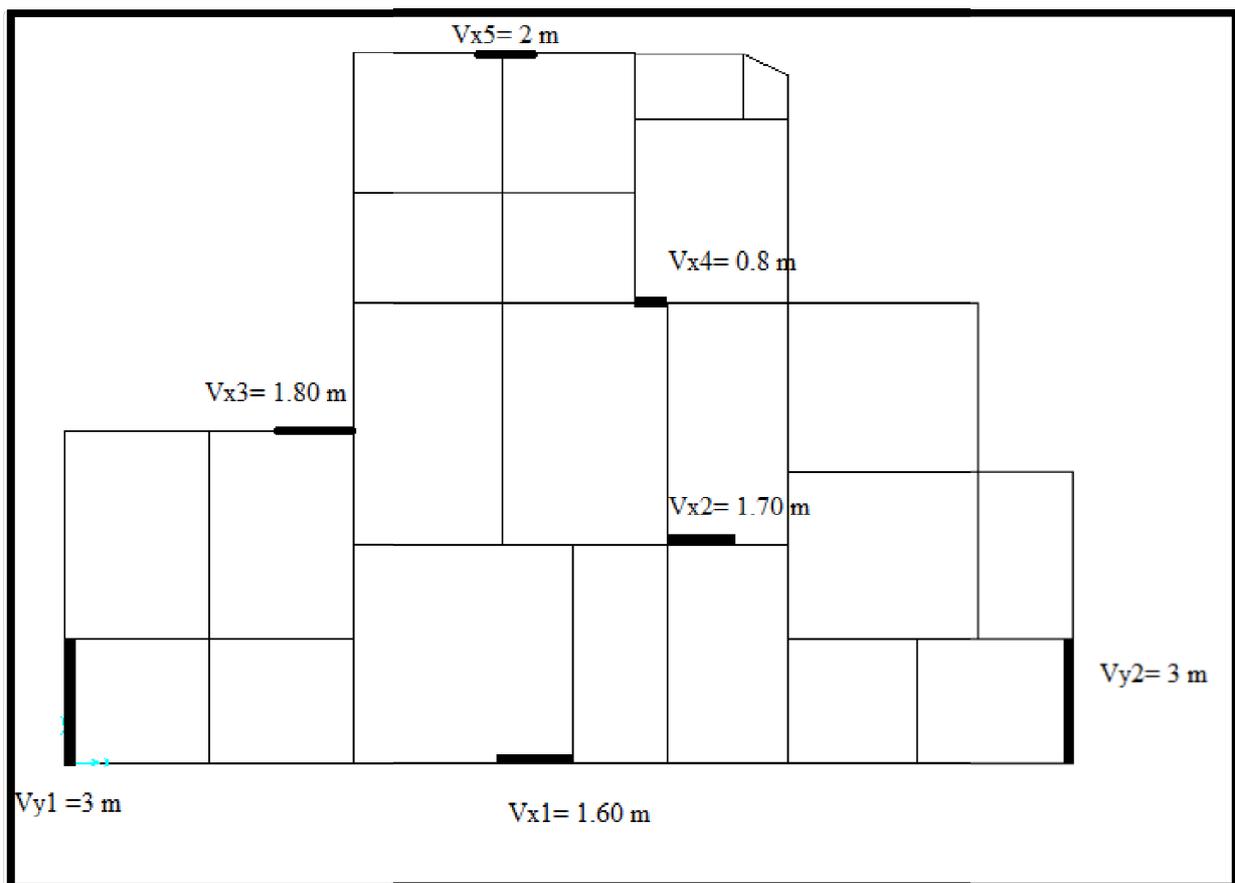


Fig. IV.1 Disposition des voiles

Résultats obtenus

a) Périodes des vibrations et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.717277	0.01154	0.69356	11.54	69.356
Mode 2	0.712297	0.68215	0.02175	69.369	71.531
Mode 3	0.621273	0.06056	0.01541	75.425	73.072
Mode 4	0.23271	0.1239	0.0005	87.816	73.123
Mode 5	0.225198	0.00025	0.14113	87.841	87.236
Mode 6	0.184258	0.00349	0.00054	88.189	87.29
Mode 7	0.132736	0.01496	0.01293	89.686	88.583
Mode 8	0.132121	0.02509	0.0086	92.195	89.443
Mode 9	0.110637	0.00009011	0.01499	92.204	90.942

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV.4

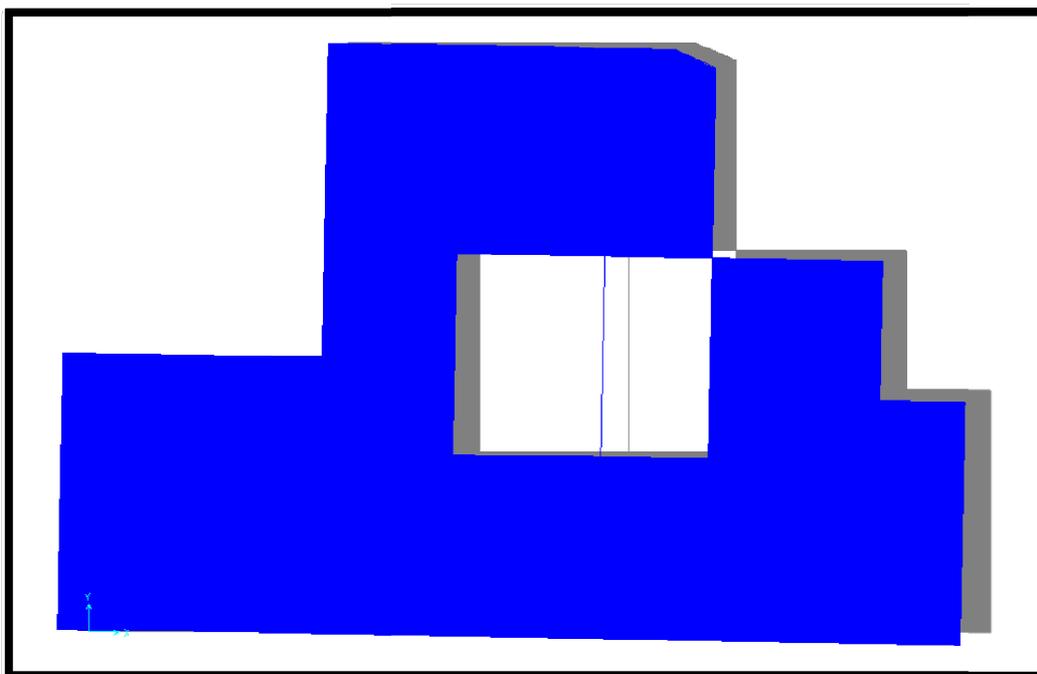


Fig. IV.2.1^{er} mode T= 0.717 (translation suivant X)

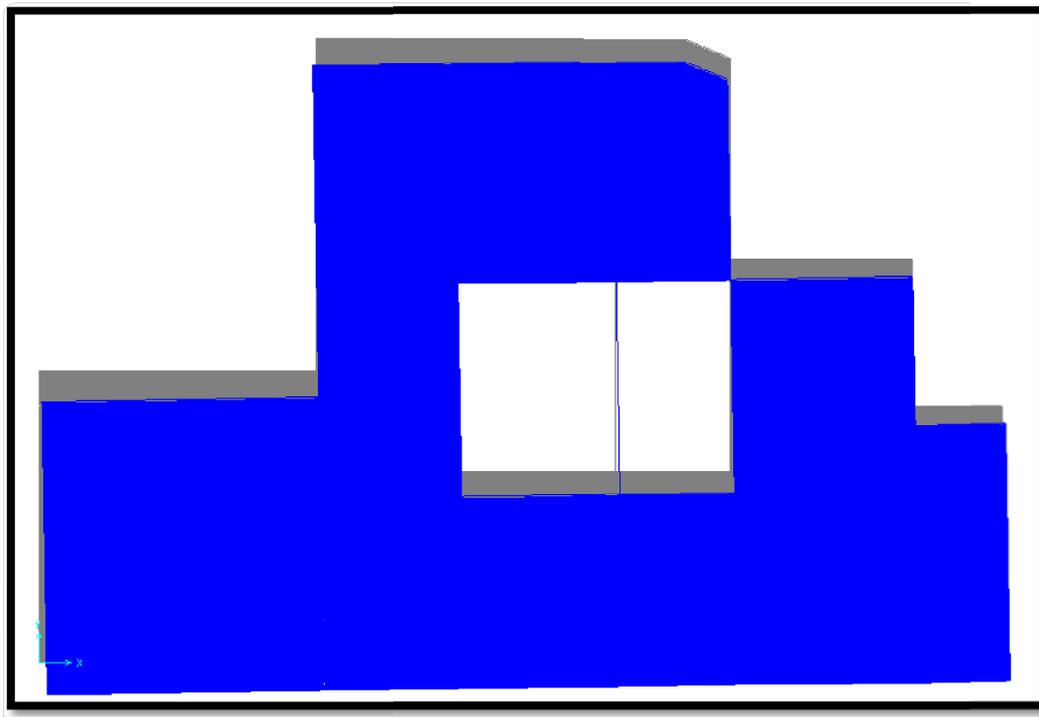


Fig. IV.3. 2^{ème} mode $T=0.712$ (translation suivant Y)

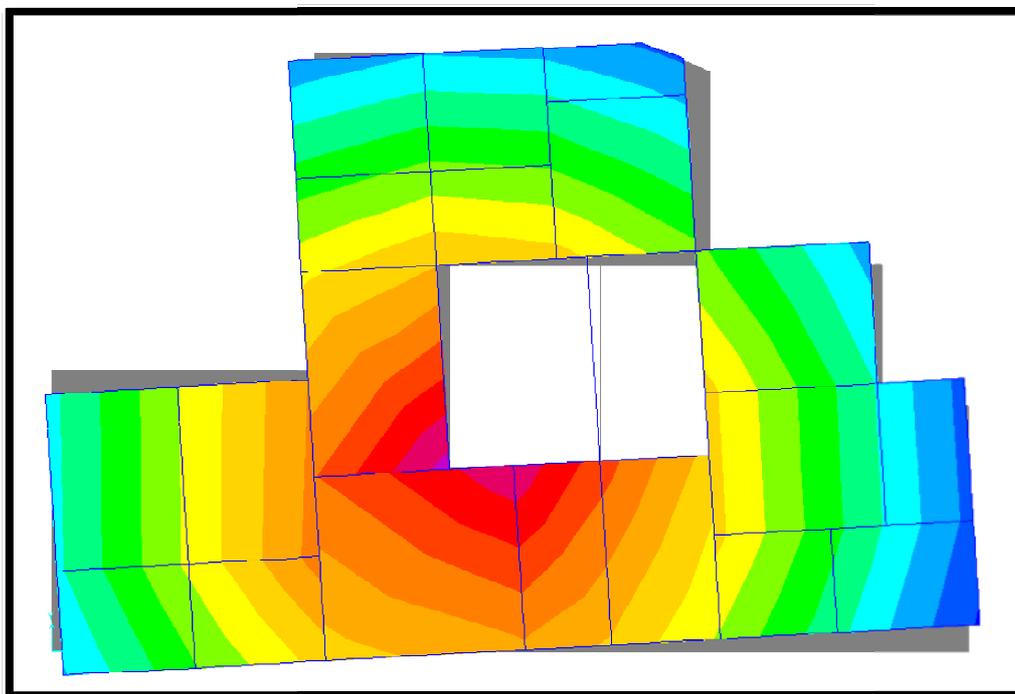


Fig. IV.4. 3^{ème} mode $T=0.621$ (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	35351.397	8326.643	80.936317	19.0636828
NIV 01	30556.857	7545.55	80.196658	19.8033421
NIV 02	26130.861	7065.398	78.716282	21.2837175
NIV 03	22711.133	6260.833	78.390031	21.6099694
NIV 04	19554.492	5566.796	77.840324	22.1596759
NIV 05	16241.432	4665.447	77.684632	22.3153681
NIV 06	12840.831	3851.604	76.926051	23.0739494
NIV 07	9692.458	2855.954	77.240515	22.7594854
NIV 08	6514.282	1890.985	77.50238	22.4976196
NIV 09	3551.495	828.792	81.079048	18.920952

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf dans quelques niveaux où l'écart est de 3 % ce qui peut être négligé.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	769.531	665.687	1094.65	1247.027	41.27984	34.8032691	58.720156	65.19673
NIV 01	1332.485	1348.288	697.268	645.78	65.64764	67.6149459	34.352357	32.38505
NIV 02	1179.561	1132.783	730.168	738.897	61.76588	60.5222581	38.234116	39.47774
NIV 03	1228.896	1220.523	554.163	524.788	68.92066	69.931548	31.079342	30.06845
NIV 04	1018.66	1147.031	637.04	474.026	61.52443	70.7582152	38.475569	29.24178
NIV 05	973.849	1136.111	495.887	309.105	66.26013	78.6118476	33.739869	21.38815
NIV 06	796.182	838.411	456.226	393.105	63.57209	68.0795865	36.427905	31.92041
NIV 07	692.89	769.592	314.836	237.87	68.75778	76.3891839	31.242223	23.61082
NIV 08	444.339	600.457	283.486	163.055	61.05025	78.6440816	38.949748	21.35592
NIV 09	363.875	554.16	80.936	167.496	81.80441	76.7900496	18.195593	23.20995

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.6.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (IV.7)

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B (cm ²)	N _d (KN)		Observation
RDC	50*50	2500	1462.107	0.023	vérifiée
1 ^{er} étage	50*50	2500	1249.337	0.02	vérifiée
2 ^{ème} étage	45*50	2250	1082.329	0.015	vérifiée
3 ^{ème} étage	45*50	2250	927.401	0.011	vérifiée
4 ^{ème} étage	45*45	2025	775.036	0.006	vérifiée
5 ^{ème} étage	45*45	2025	637.884	0.023	vérifiée
6 ^{ème} étage	40*45	1800	504.979	0.023	vérifiée
7 ^{ème} étage	40*45	1800	377.666	0.023	vérifiée
8 ^{ème} étage	40*40	1600	252.989	0.023	vérifiée
9 ^{ème} étage	40*40	1600	132.818	0.023	vérifiée

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.8.Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	Vdyn (KN)	Vs t (KN)	Vdyn/Vst	Observation
Sens x-x	2086.609	2165.696	0.96	vérifiée
Sens y-y	2065.157	1925.063	1.07	vérifiée

IV.6.4. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.9.Vérification des déplacements

	Sens x-x						Sens y-y				
	hk (cm)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	408	0.1	0.5	0	0.5	0.122	0.08	0.4	0	0.4	0.098
NIV 01	306	0.23	1.15	0.5	0.65	0.212	0.18	0.9	0.4	0.5	0.163
NIV 02	306	0.39	1.95	1.15	0.8	0.261	0.31	1.55	0.9	0.65	0.212
NIV 03	306	0.55	2.75	1.95	0.8	0.261	0.45	2.25	1.55	0.7	0.228
NIV 04	306	0.71	3.55	2.75	0.8	0.261	0.60	3.00	2.25	0.75	0.245
NIV 05	306	0.87	4.35	3.55	0.8	0.261	0.73	3.65	3.00	0.65	0.212
NIV 06	306	1.01	5.05	4.35	0.7	0.229	0.87	4.35	3.65	0.7	0.228
NIV 07	306	1.13	5.65	5.05	0.6	0.196	0.99	4.95	4.35	0.6	0.196
NIV 08	306	1.23	6.15	5.65	0.5	0.163	1.1	5.50	4.95	0.55	0.179
NIV 09	306	1.32	6.6	6.15	0.45	0.147	1.19	5.95	5.50	0.45	0.147

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ième} 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

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 : 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".

- ✓ 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 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.10)

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Δ

	h_k (cm)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
RDC	408	39931.704	0.5	1864.181	0.026	0.4	1912.714	0.020
NIV 01	306	34918.112	0.66	2029.753	0.036	0.5	1994.068	0.028
NIV 02	306	30408.479	0.8	1909.729	0.041	0.65	1871.68	0.034
NIV 03	306	26550.39	0.8	1783.059	0.039	0.7	1745.311	0.034
NIV 04	306	23043.779	0.8	1655.70	0.036	0.75	1621.057	0.035

NIV 05	306	19198.525	0.8	1469.736	0.034	0.65	1445.216	0.028
NIV 06	306	15353.23	0.7	1252.408	0.028	0.7	1231.516	0.028
NIV 07	306	11578.374	0.6	1007.726	0.022	0.6	1007.462	0.022
NIV 08	306	7804.258	0.5	727.825	0.017	0.55	763.512	0.018
NIV 09	306	4140.063	0.45	444.811	0.013	0.45	721.656	0.008

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

La disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) a été adoptée.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques et l'effort normal réduit sont liées à la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, toutes les exigences de l'étude dynamique ont été vérifiées selon le RPA99/2003.

Introduction

Une construction en béton armé dite résistante avant et après séisme lorsque ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) sont bien conçus et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, qui permettent le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales respectivement.

Deux types de poutres sont distingués : les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T), le ferrailage a été entamé en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | |
|-----------------|-------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ |
| 2) $G+Q$ | 5) $0.8G+E$ |
| 3) $G+Q+E$ | 6) $0.8G-E$ |

V.1.1. Ferrailage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- 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 disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

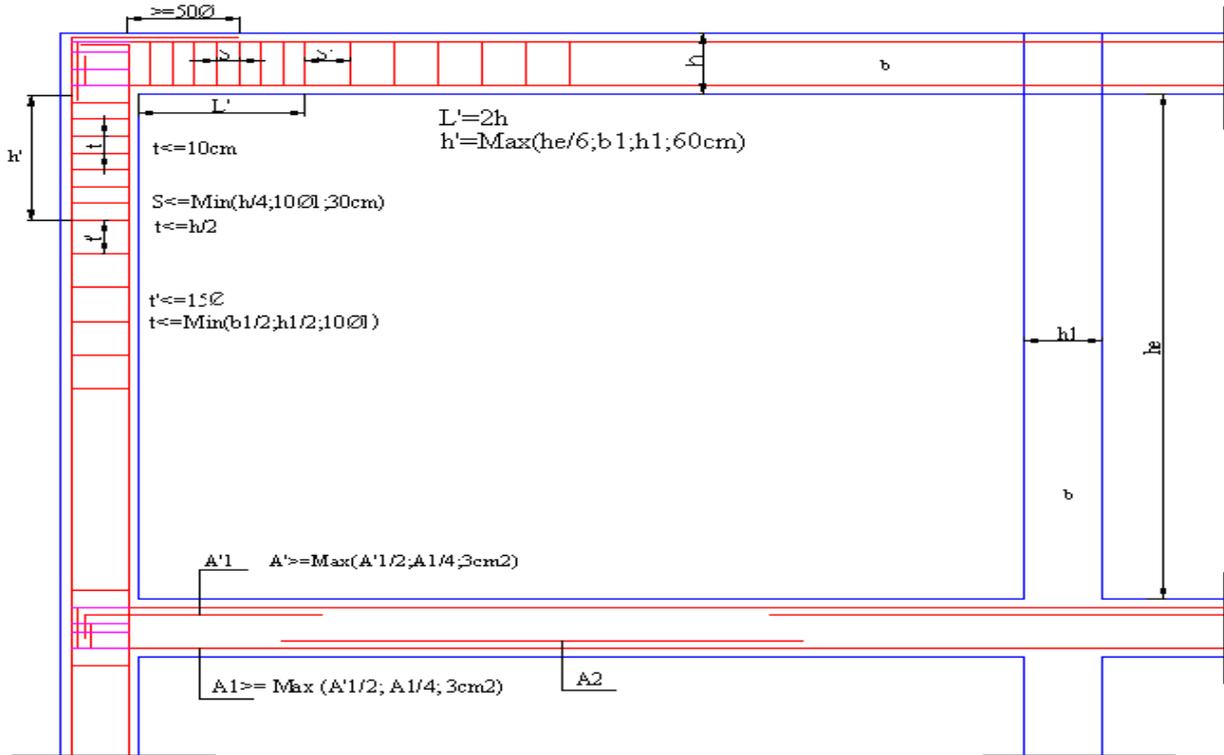


Fig. V.1. Disposition constructives des portiques.

V.1.3. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.4. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

Le tableau ci-dessous regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC (à usage	Poutre principale	30×45	Appuis	96.11	116.48	7.06	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	60.81		4.34		8.01	3T14+3T12

bureaux)	Poutre secondaire	30×40	Appuis	39.05	90.68	3.14	6	6.03	3T16
			Travée	35.71		2.86		6.03	3T16
autre étage à usage d'habitation	Poutre principale	30×45	Appuis	82.96	108.32	6.03	6.75	8.01	3T14+ 3T12
			Travée	50.14		3.55		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	29.35	83.52	2.34	6	6.03	3T16
			Travée	16.41		1.34		6.03	3T16
C.E	Poutre principale	30×45	Appuis	48.51	96.38	3.43	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	39.74		2.79		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	32.90	53.68	2.63	6	6.03	3T16
			Travée	14.01		1.32		6.03	3T16

V.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003

Les armatures transversales

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3cm)$$

$$\phi \leq 1,14cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre de T8 +1 étrier

✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq 1.28 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On prend $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2)

✓ zone nodale

Poutre secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutre principale

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ zone courante

$$S_t \leq h/2$$

Poutre principale

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Poutre secondaire

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm. Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot h = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.7 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

V.1.6. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	116.48	0.90	3.33	Vérifiée
secondaires	90.68	0.79	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$. BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$

$\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	116.48	96.11	3.34	-2.03	Vérifiée
Secondaires	6.03	90.68	39.05	2.61	-2.13	Vérifiée

V.1.7. Vérification à l'ELS

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	69.77	127947.39	14.98	8.17	15	vérifiée
	Travées	44.46	127947.39	14.98	5.20	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	28.58	78343.37	12.42	4.53	15	vérifiée
	Travées	26.58	78343.37	12.42	4.21	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	5.6	8.01	0.076	0.075	0.0062	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	5.3	6.03	0.075	0.070	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.8. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

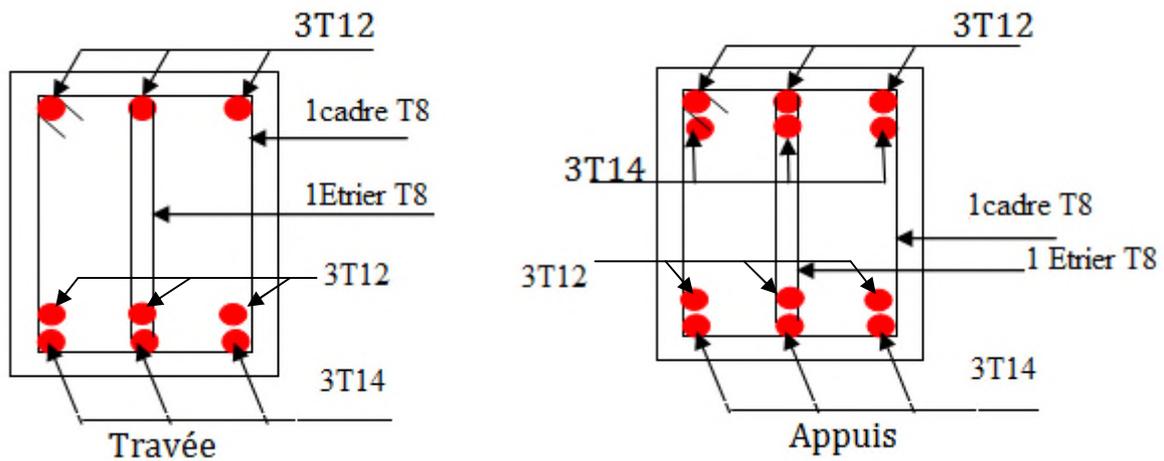


Figure V.2. Poutre principale du RDC et étage courant

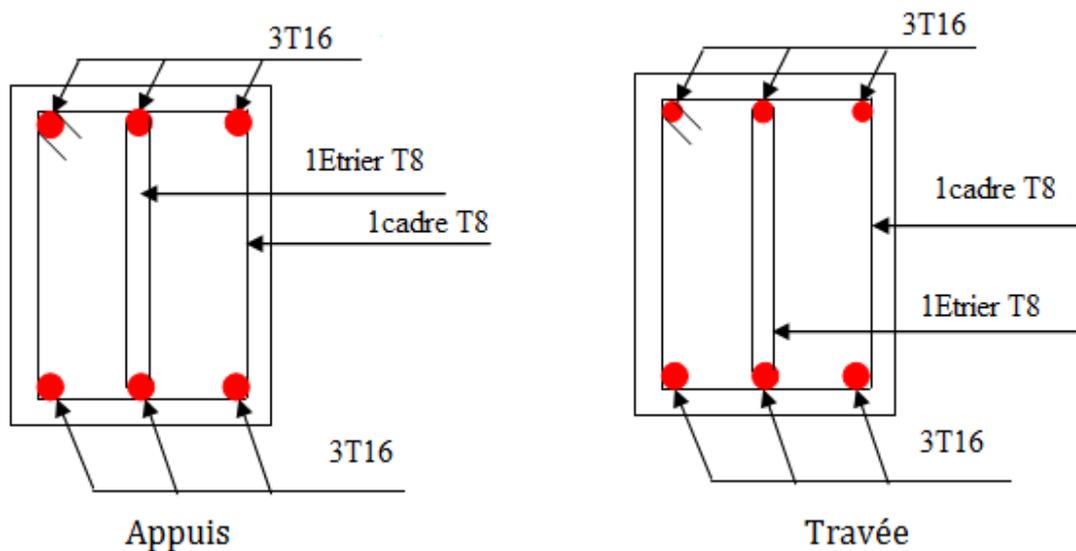


Figure V.3. Poutre secondaire du RDC et étage courant

V.2. Etude des poteaux

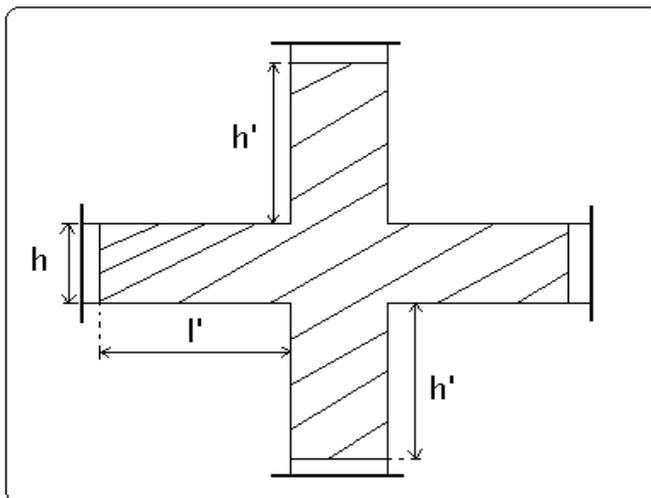
Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.



V.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa).
- A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante).
- A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	50×50	20	100	150
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
Poteaux de la cage d'escalier	35×40	11.2	56	84

b). Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- Vu : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{ll} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élanement géométrique)} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f / a$ ou $\lambda_g = l_f / b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
 - ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
 - ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1^{er} étage	-1592.091	-30.01	100.8362	-112.229	-4.018	37.0912
2^{ème} et 3^{ème} étage	-1112.639	3.3525	-92.6293	-740.427	-9.272	7.0418
4^{ème} et 5^{ème} étage	-820.666	-3.8904	-73.4311	-608.179	-80.786	4.8087
6^{ème} et 7^{ème} étage	-542.011	-5.3486	51.3412	-293.246	-9.461	10.4858
8^{ème} et 9^{ème} étage	-330.755	-4.944	43.827	-76.626	-6.321	20.6911
Poteaux de la cage d'escalier	-155.615	-9.4736	-23.7344	-86.01	-0.559	15.6795

V.2.3 Calcul du ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
RDC et 1 ^{er} étage	50×50	4.98	4.98	20	22.24	8HA16+4HA14
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×50	0	3.57	18	20.36	4HA16+8HA14
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	0	3.48	16.2	18.48	12HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×45	3.21	3.21	14.4	15.21	4HA14+8HA12
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	0	2.98	12.8	14.2	4HA16+4HA14
Poteaux de la cage d'escalier	35×40	0	2.90	11.2	12.56	4HA16+4HA12

V.2.4. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

✓ **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40 \phi$ (zone II)

✓ **Quantité d'armature minimale**

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

V.2.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Calcul des armatures transversales

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	Poteaux de la C.E
Sections (cm ²)	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	1.6	2	1.4	1.6	1.2
$\phi_{l,min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.4	1.2
L_0 (cm)	408	306	306	306	306	306
L_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.71	4.28	4.76	4.76	5.35	5.35
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
V_U (KN)	75.57	61.03	48.5	39.05	33.22	17.62
L_r (cm)	64	56	56	48	56	48
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	1.41	1.71	1.51	1.22	0.78	0.41
A^t_{min} (cm ²) z.nodale	1.5	1.5	1.35	1.35	1.2	1.2
A^t_{min} (cm ²) z.courante	2.25	2.25	2.025	2.025	1.8	1.8
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
Nombre de barres	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

V.2.6 .Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC

$N_d = 1592.091 \text{ KN}$

$l_f = 285.6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 19.76 < 50 \rightarrow \alpha = 0.8$

$Br = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.23 \text{ m}^2$

$N_u = 0.8 \times \left[\frac{0.23 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.24 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 13.85 \text{ MN}$

$N_d = 1.59 \text{ MN} < 13.85 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	50×50	408	285.6	19.76	0.8	22.24	0.23	13.85	1.59	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×50	306	214.2	14.82	0.82	20.36	0.20	12.64	1.11	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	16.47	0.81	18.48	0.18	11.28	0.82	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×45	306	214.2	16.47	0.81	15.21	0.16	9.68	0.54	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	18.53	0.8	14.2	0.14	8.62	0.33	vérifiée
Poteaux de la C.E	35×40	306	214.2	18.53	0.8	12.56	0.12	7.49	0.15	vérifiée

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

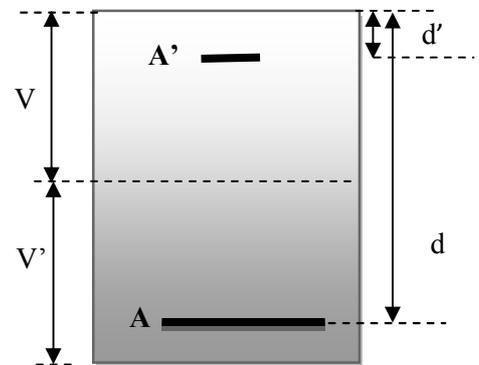
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	Poteau de la C.E
Section (cm ²)	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
d (cm)	47	47	42	42	37	37
A' (cm ²)	10.30	10.18	9.36	7.60	7.1	6.785
A (cm ²)	10.30	10.18	9.36	7.60	7.1	6.785
V (cm)	25	25	22.5	22.5	20	20
V' (cm)	25	25	22.5	22.5	20	20
I _{yy'} (m ⁴)	0.00670	0.00616	0.00448	0.00390	0.00275	0.00245
N ^{ser} (MN)	1.067	0.812	0.599	0.396	0.242	0.114
M ^{ser} (MN.m)	0.035	0.023	0.023	0.021	0.022	0.0095
M _G ^{ser} (MN.m)	0.035	0.023	0.023	0.021	0.022	0.0095

σ_{bc1} (MPa)	5.10	4.11	3.75	3.16	2.93	1.48
σ_{bc2} (MPa)	2.49	2.24	1.44	0.56	0.27	0.06
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

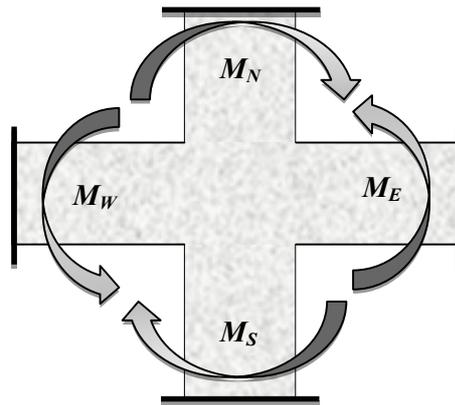
Tableau V.12 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	50×50	285.6	19.76	0.075	47	75.57	0.32	1.875	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×50	214.2	14.82	0.04	47	61.03	0.29	1	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	214.2	16.47	0.04	42	48.50	0.25	1	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×45	214.2	16.47	0.04	42	39.05	0.23	1	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	214.2	18.53	0.075	37	33.22	0.22	1.875	vérifiée
Poteaux de la cage d'esalier	35×40	214.2	18.53	0.075	37	17.62	0.13	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	50×50	45	22.24	348.28
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×50	45	20.36	318.84
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.48	260.45
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×45	40.5	15.21	214.37
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	36	14.2	177.90
Poteaux de la cage d’escalier	35×40	36	12.56	157.35

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	322.75	322.75	645.5	157.47	157.47	393.67	vérifiée
Etage1	322.75	322.75	645.5	157.47	157.47	393.67	vérifiée
Etage2	318.84	322.75	641.59	138.24	138.24	345.6	vérifiée
Etage3	318.84	318.84	637.68	138.24	138.24	345.6	vérifiée
Etage4	263.98	318.84	582.82	124.74	124.74	311.85	vérifiée
Etage5	263.98	263.98	527.96	124.74	124.74	311.85	vérifiée
Etage6	214.37	263.98	478.35	118	118	295	vérifiée
Etage7	214.37	214.37	428.74	118	118	295	vérifiée
Etage8	177.90	214.37	392.27	117.09	117.09	292.72	vérifiée
Etage9	177.90	177.90	355.8	117.09	117.09	292.72	vérifiée
C.E	170	177.90	347.9	110	110	275	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

• Schémas de ferrailage

<p style="text-align: center;">RDC et 1^{ère} étage</p>	<p style="text-align: center;">2^{ème} et 3^{ème} étage</p>
<p style="text-align: center;">4^{ème} et 5^{ème} étage</p>	<p style="text-align: center;">6^{ème}, 7^{ème} étage</p>
<p style="text-align: center;">8^{ème}, 9^{ème} étage</p>	<p style="text-align: center;">Poteau de la C.E</p>

V.3. Étude des voiles

V.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

Rupture par flexion.

Rupture en flexion par effort tranchant.

Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 Récapitulation des efforts et moments dans les voiles

Niveau	voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{x1}	1427.65	580.0719	-684.9398	561.856	276.232	-667.5529	255.208
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		1123.125	138.1391	507.814	897.743	461.101	31.652	107.969
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		716.969	149.9433	484.9345	575.656	307.289	37.6307	112.55
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		211.221	230.7933	303.1299	198.475	74.551	-19.6425	74.607
RDC	V _{x2}	1211.307	-37.6575	-634.4827	590.328	320.395	-625.7215	249.884
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		1003.01	-16.762	-778.7393	698.471	423.636	-66.9656	168.368
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		672.538	904.428	904.428	672.538	167.328	-481.7988	323.506
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		187.12	-100.2036	-220.9609	112.791	80.621	-198.6011	52.606
RDC	V _{x3}	1274.427	11.4905	627.6073	1149.82	451.599	-614.1788	203.066
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		1016.639	-34.1571	-471.8575	705.866	478.791	-95.0515	103.521
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		279.873	28.7419	279.2047	210.498	142.782	-38.4046	61.394
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		215.391	-25.5913	-122.3177	108.407	98.917	-101.2519	27.525
RDC	V _{x4}	490.454	-12.6267	-221.04	345.988	241.755	-218.0998	100.997
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		400.167	26.5536	320.0822	296.01	201.072	-41.3506	69.625
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		279.873	28.7419	279.2047	210.498	142.782	-38.4046	61.394
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		106.803	-1.3621	99.6756	65.374	55.046	-90.946	22.329
RDC	V _{x5}	1102.542	-20.8516	-594.7367	701.564	349.381	-143.7564	169.66
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		875.502	26.9927	417.1409	706.066	302.534	-70.4221	90.084
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		573.437	37.1906	310.6598	444.465	227.948	-41.4667	76.628
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		195.031	-17.3023	-84.6277	141.877	95.652	-29.4836	19.595
RDC	V _{y1}	1670.798	144.6397	1980.5696	1046.55	629.896	469.6516	597.36

1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1334.448	329.8491	1417.3115	852.267	547.429	460.8142	281.46
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	884.586	369.6099	907.0459	575.048	401.075	311.0831	214.353
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	294.435	392.4832	729.4165	204.622	153.246	640.8314	147.891

V.3.4. Calcul du ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion composée et au cisaillement sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l).

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor}

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 1.60 m, d = 1.57 m, e = 0.15m.

N_{max} = 1427.65 KN (compression), M_{cor} = 580.072 KN.m. (Combinaison ELU).

$$e_c = \frac{M}{N} = 0.4 \text{ m} < \frac{L}{2} = 0.8 \text{ m} \rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante:

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - h/2) = 580.072 + 1427.65 \times (1.57 - 0.8) = 1679.36 \text{ KN.m}$$

$$(a) = 0.337 \times 1.50 - 0.81 \times 0.03 \times 1.50 \times 0.15 \times 14.2 = 1.75$$

$$(b) = 580.072 \times (1.57 - 0.03) - 1679.36 = 0.519$$

→ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{MuA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1679.36 \times 10^{-2}}{0.15 \times 1.57^2 \times 14.2} = 0.319 < (\mu_1 = 0.3916) \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.5$$

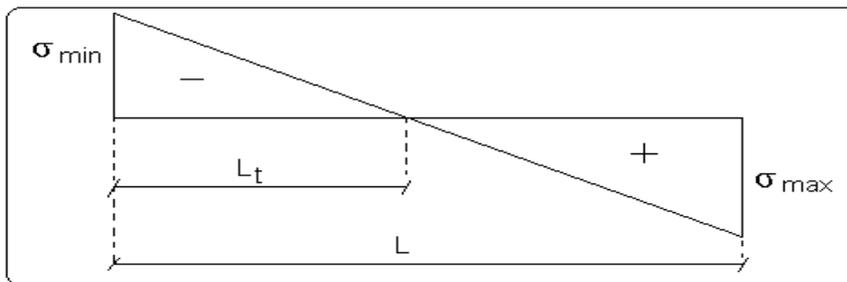
$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 1.25m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1679.36 \times 10^{-3}}{1.25 \times 348} \Rightarrow A_1 = 38.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 38.6 \times 10^{-4} - \frac{1427.65 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1427.65 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.60} + \frac{580.072 \times 10^{-2}}{0.0512} \times 0.255 = 8.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1427.65 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.60} - \frac{580.072 \times 10^{-2}}{0.0512} \times 0.255 = 3.05 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.05 \times 1.60}{8.84 + 3.05} = 0.41$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 255.208 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{s \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{s \times d} = \frac{1.4 \times 255.208 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.57} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h=20 \text{ cm} \rightarrow A_h = 1.41 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M_{max} = 684.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{cor} = 561.85 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 1.22 \text{ m} > (h/2) = 0.8 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 684.94 + 561.85 \times (1.57 - 0.8) = 1117.56 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 1117.56 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.213 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.302 \rightarrow z = 1.38 \text{ m} \rightarrow A_1 = 23.27 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7.12 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 5.76 \text{ MPa}, \sigma_{min} = -1.07 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.25 \text{ m}$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 276.232 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 667.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 2.41 \text{ m} > (h/2) = 0.8 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 880.26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = 0.167 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.231 \rightarrow z = 1.42 \text{ m} \rightarrow A_1 = 17.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 9.87 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 4.48 \text{ MPa}, \sigma_{min} = -2.17 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.52 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1}

$$A_v \geq 9.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

- Vérifications

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 52 = 2.08 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 157 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 3.79 \text{ cm}^2$. (A_{\min} dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (160 - 2 \times 52) = 1.12 \text{ cm}^2$ (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} \geq 2.08 \text{ cm}^2$ et $A_{V(ZC)} \geq 1.12 \text{ cm}^2$

On opte pour : 10HA12 = 11.31 cm² (Schéma ferrailage fig. V.4)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

- a) Ferrailage des voiles parallèles à xx'

Tableau V. 1 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.60	0.15 × 1.60	0.15 × 1.60	0.15 × 1.60
M(KN)	-667.553	138.1391	149.94	19.64
N(KN)	276.232	1123.125	716.96	74.551
V (KN)	255.208	107.97	112.55	74.607
τ (MPa)	1.65	0.7	0.73	0.73
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	8.67	16.32	12.08	2.6
A_v^{min} (cm ²)	4.8	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	11.31	16.34	12.13	7.85
N^{bre} /par face	10HA12	2HA16+8HA14	2HA12+8HA12	10HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.42	0.66	0.75	0.95
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45

A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.17 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.70	0.15×1.70	0.15×1.70	0.15×1.70
M(KN)	-37.65	1003.01	904.428	-220.96
N(KN)	1211.307	-16.72	672.53	112.79
V (KN)	249.88	168.37	323.506	-52.60
τ (MPa)	1.52	1.02	0.48	0.32
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.97	12.9	7.4	2.39
A_v^{min} (cm ²)	5.10	3.82	3.82	3.82
A_v^{adop} (cm ²)	16.84	13.57	9.42	9.42
N^{bre} /par face	8HA14+4HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.43	0.96	0.45	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.80	0.15×1.80	0.15×1.80	0.15×1.80
M(KN)	11.49	-34.157	28.74	-25.59
N(KN)	1274.43	1016.64	279.873	215.391
V (KN)	203.066	-103.52	61.394	-27.525
τ (MPa)	1.17	0.6	0.35	0.16
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	16.18	13.41	4.09	3.22
A_v^{min} (cm ²)	5.40	4.05	4.05	4.05
A_v^{adop} (cm ²)	16.84	13.57	9.42	9.42
N^{bre} /par face	8HA14+4HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.10	0.6	0.33	0.15
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×0.8	0.15×0.8	0.15×0.8	0.15×0.8
M(KN)	-12.626	26.55	28.74	-1.36
N(KN)	490.454	400.167	279.873	106.803
V (KN)	-100.997	69.625	61.394	22.34
τ (MPa)	1.31	0.902	0.79	0.3
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6.40	6.24	4.84	1.4
A_v^{min} (cm ²)	2.4	1.8	1.8	1.8
A_v^{adop} (cm ²)	9.05	9.05	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1.23	0.85	0.75	0.27
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20 Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2	0.15×2	0.15×2	0.15×2
M(KN)	-20.851	26.992	37.19	-17.30
N(KN)	1102.542	875.502	573.437	195.031
V (KN)	-169.66	90.084	76.628	19.595
τ (MPa)	0.88	0.4	0.4	0.1
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.21	11.45	7.86	2.76
A_v^{min} (cm ²)	6.0	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	14.39	12.19	9.42	7.16
N^{bre} /par face	10HA12+2HA14	8HA12+4HA10	12HA10	4HA10+8HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.37	0.37	0.1
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

b) ferrailage des voiles parallèles à yy'

Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} et V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×3	0.15×3	0.15×3	0.15×3
M(KN)	144.639	329.849	369.61	729.416
N(KN)	1670.798	1334.448	884.586	204.62
V (KN)	597.36	281.46	214.35	147.89
τ (MPa)	2.06	0.97	0.74	0.51
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	22.22	20.80	15.67	4.52
A_v^{min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75

A_v^{adop} (cm ²)	22.24	21.3	16.84	7.85
N^{bre} /par face	8HA16+4HA14	6HA16+6HA14	8HA14+4HA12	10HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.94	0.91	0.69	0.48
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, celui du RDC (V_{x1}) sera pris comme exemple

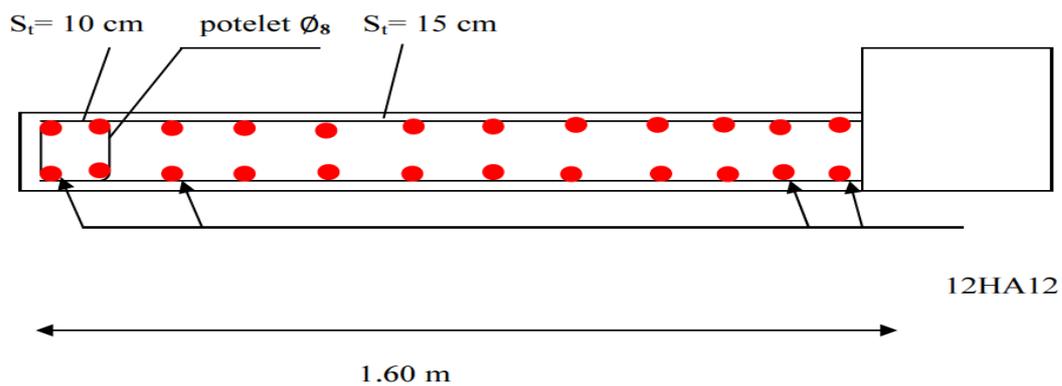


Figure V.4 schéma de ferrailage de voile V_{x1} du RDC

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission, il transmet les charges de la superstructure au sol, cette dernière ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assurent une bonne répartition des charge et évitent les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les caractéristiques de chaque type de fondation dans l'ordre suivant : les caractéristiques des semelles isolées, celles des semelles filantes et celles du radier général et enfin on opte pour le choix qui convient à la structure.

VI.2.1.les caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est d'une nature accidentée, constitué de limon marneux en surface reposant sur des schistes jusqu'à la profondeur de 8 m. Au-delà de 8 m, il y'a des sables et des calcaires gréseux. La couche de terre végétale et du remblai est d'une épaisseur allant jusqu'à 0.50 m par rapport au terrain naturel.

VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Etude des fondations

Le choix du type de fondation.

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculées} = \frac{N_{total}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44}{0.15} = 293.33 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bati} = 354.26 \text{ m}^2$.

On voit bien que la surface de l'ensemble des fondations est suffisamment importante, de plus, la structure contient des trames très rapprochées ainsi que la profondeur du bon sol est importante ce qui impose l'utilisation d'un radier général, cependant $S_{calculée} \leq B_{âti}$ donc le radier n'a pas besoin d'un débord.

Le radier général travaille comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide)

A - Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc les conditions suivantes doivent être satisfaites:

– Condition de coffrage : (1)

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.30 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

– Condition de rigidité : (2)

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la section égale à 1 m.

On a $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4 \times \sqrt[3]{\frac{3K}{E}}} = 78 \text{ cm}$

Donc : $h = 80 \text{ cm}$.

Condition de cisaillement (3)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{44000 \times 5.30 \times 1}{2 \times 354.26} = 329.136 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.80 = 0.72 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{329.136 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.45 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 35 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 354.26 \text{ m}^2$.

B - Les vérifications

Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (50×50) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a+h = 0.50+0.80 = 1.3 \\ B = b+h = 0.50+0.8 = 1.30 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.20 \text{ m}$$

$$N_d = 1.465 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.20 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} = 3.12 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens x-x**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** les caractéristiques suivantes ont été tirées :

$$I_x = 8724.1769 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.66 \text{ m.}$$

$$I_y = 14542.5856 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.89 \text{ m.}$$

$$M_x = 1741.80 \text{ KN.m, } M_y = 1664.36 \text{ KN.m.}$$

$$N = 44000 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{44000}{354.26} + \frac{1.74180 \times 7.89}{8724.1769} = 0.126$$

$$\sigma_2 = \frac{44000}{354.26} - \frac{1.74180 \times 7.89}{8724.1769} = 0.122$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.126 + 0.122}{4} = 0.125 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{44000}{354.26} + \frac{1.66436 \times 13.66}{14542.585} = 0.125$$

$$\sigma_2 = \frac{44000}{354.26} - \frac{1.66436 \times 13.66}{14542.585} = 0.122$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.125 + 0.122}{4} = 0.124 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens x-x : $\sigma_{moy} = 0.124 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa}$.

Sens y-y : $\sigma_{moy} = 0.125 \text{ MPa} < 0.14 \text{ MPa}$.

Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut vérifier que :

$$p \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \delta_s$$

Avec :

$f_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$\delta_s = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 354.26 \text{ m}$ (surface du radier).

$H = -4.08 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$$N=44000KN > 1.5 \times 10 \times 4.08 \times 354.26 = 21680.71KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C - Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple qui est due à la réaction du sol. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et le ferrailage qui sera calculé, sera adopté pour tout le radier pour une bande de 1 ml.

a - Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{44000}{354.26} = 124.20 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 3 \text{ m}, L_y = 5.30 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{3}{5.30} = 0.56 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} u_x = 0.0880 \\ u_y = 0.2500 \end{cases} \dots \dots \dots [\text{annexe II}]$$

$$M_x = u_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0880 \times 124.20 \times 3^2 = 98.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 98.36 = 24.60 \text{ KN.m}$$

b - Calcul du ferrailage

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée** : $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui** : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

La section à ferrailer est $b \times h_r = 1 \times 0.35 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Sections des armatures du radier

		M (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Aopt (cm ² /ml)	Choix par (ml)	St (cm)
Sens x-x	travée	83.60	7.75	3.42	9.24	6HA14	15
	appui	49.18	4.50	2.8	6.16	4HA14	25
Sens y-y	travée	20.91	1.90	2.8	4.42	4HA12	25
	appui	49.18	4.50	2.8	6.16	4HA14	25

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\beta}{2}\right)}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1/(1+0.56/2)}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3}$$

$$\begin{cases} V_x = 124.2 \text{ KN} \\ V_y = 256.13 \text{ KN} \end{cases}$$

donc $V_{\max} = 256.13 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

A l'ELS

$$\mu_x = 0.0923$$

$$\mu_y = 0.4254$$

$$N = 43948.55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{tot}}} = \frac{43948.55}{354.26} = 124.05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0923 \times 124.05 \times (3)^2 = 102.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 43.70 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 87.312 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 37.145 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 51.36 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton**

En travée

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

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

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant.

✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	87.312	13.2	125652.38	9.17	194.95
	yy	37.145	5.88	52010.05	4.20	279.82
Appui		51.36	6.82	69158.41	5.06	280.49

Il est bien remarquable que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.08	10.24	149999.01	5.96	189.99	12.5
	yy	6HA14	9.24	10.32	101781.93	3.76	118.68	16
Appui		7HA16	14.07	9.70	135375.49	3.68	126.90	14

- Schéma de ferrailage

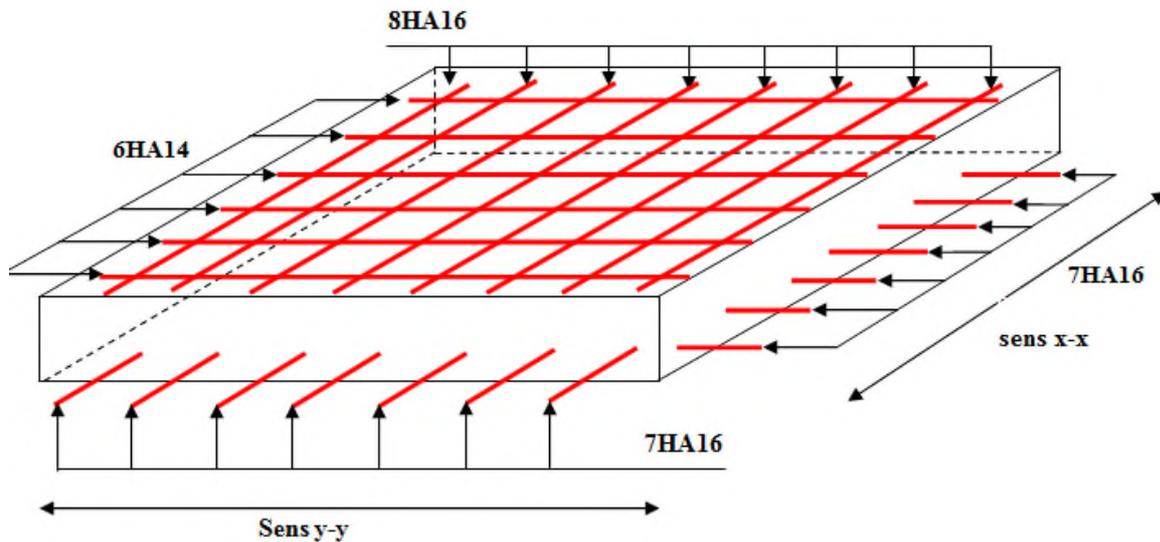


Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage de radier

VI.4. Calcul des nervures

VI.4.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.4.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.56 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

• **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On a $\begin{cases} q_u = 124.20 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 124.05 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

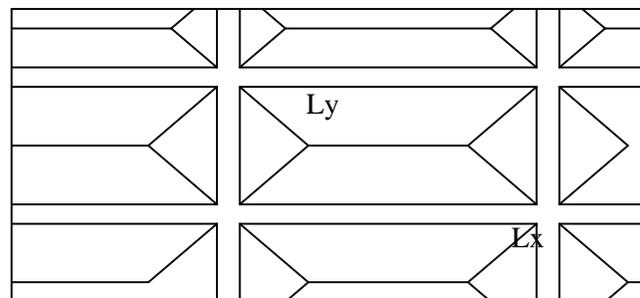


Figure. VI.2. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures

➤ **Calcul des sollicitations** (BAEL article III.5.2)

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermediaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• Moments en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens transversal (y-y): nervure de rive

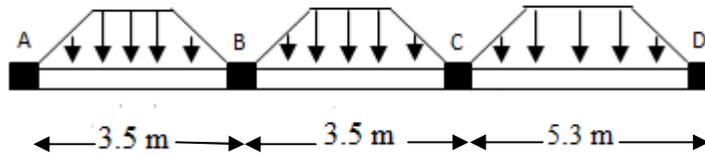


Figure.VI.3 Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal (ELU)

Travée	L (m)	L'	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.5	3.5	195.61	0	-236.80	192.83	274.66	-410
B-C	3.5	2.8	195.61	-236.80	-702.89	-124.99	141.50	-534.14

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal (ELS)

Travée	L (m)	L'	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
A-B	3.5	3.5	195.37	0	-236.51	192.58
B-C	3.5	2.8	195.37	-236.51	-702.01	-125.51
C-D	5.3	5.3	295.85	-702.01	0	715.31

- Sens longitudinal (x-x) : nervure intermédiaire

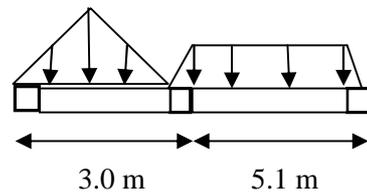


Figure.VI.4. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	P_U (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (Nm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3	3	124.20	0	-622.27	1.80	-21.12	551.71
B-C	5.1	5.1	285.04	-622.27	0	640.23	881.148	-637.12

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens longitudinal(ELS)

Travée	L (m)	L' (m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (Nm)
A-B	3	3	124.05	0	-597.82	0.70
B-C	5.1	5.1	285.039	-597.82	0	651.68

Tableau VI.7. Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens transversale

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	716.20	-702.89
M_S (KN.m)	715.31	-702.01
V (KN)	917.60	

Tableau VI.8. Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens longitudinale

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	640.23	-622.27
M_S (KN.m)	651.68	-597.82
V (KN)	881.148	

VI.5. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.80m \quad h_0=0.35m \quad b_0=0.65m \quad d=0.75m$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{10}, \frac{l_y}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{5.3}{10}, \frac{3.5}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min (0.53, 1.75)$$

Soit $b_1 = 0.50$ m

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65$ m

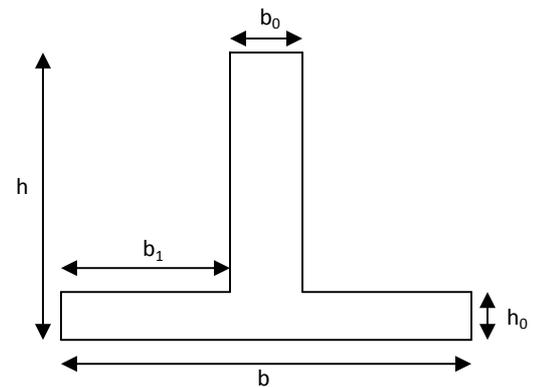


Figure.VI.5 Section à ferrailer

➤ Calcul des armatures

En travée :(sens y-y)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 4.71 \text{ MN.m}$$

$M_T > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ le calcul se fera comme une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tr}^{max}}{f_{bu} \times d^2 \times b_0} = \frac{716.20 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.75^2} = 0.138 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a: $\mu_l = 0.3916$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 0.186 \quad ; \quad Z = 0.694$$

$$A = \frac{716.20 \times 10^{-3}}{0.694 \times 348} = 29.65 \text{ cm}^2$$

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = 0.6\% \times b_0 \times h = 0.006 \times 0.65 \times 0.8 = 31.2 \text{ cm}^2$$

Donc le choix est de : 8HA25 = 39.27 cm²

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appuis}^{\max}}{f_{bu} \times d^2 \times b_0} = \frac{702.89 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.75^2} = 0.135 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{appuis}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 0.180 \quad ; \quad Z = 0.696 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{appuis}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{702.89 \times 10^{-3}}{0.696 \times 348} = 29.02 \text{ cm}^2$$

Vérification d'exigence du RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = 0.6\% \times b_0 \times h = 0.006 \times 0.65 \times 0.8 = 31.2 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 8HA25 = 39.27 cm²

Le calcul pour le sens longitudinal se fera de la même manière que le sens transversal

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier

sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
y-y	Travée	716.20	29.65	31.2	8T25=39.27
	appuis	702.89	29.02	31.2	8T25=39.27
x-x	Travée	640.23	26.22	31.2	4T32=32.17
	appuis	622.27	25.47	31.2	4T32=32.17

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{917.60 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.75} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi^{\text{min}}, \frac{b}{2}\right) = \left(\frac{800}{35}, 20, \frac{650}{2}\right) = 20 \text{ mm. soit } \Phi=10 \text{ mm}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \Phi^{\text{min}}\right) = \left(\frac{800}{4}, 12, 2 \times 10\right) = 12 \text{ cm.}$$

• À l'ELS : Vérification des contraintes

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.10 vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
y-y	M_t	715.31	2.70	15	113.31	201.63
	M_a	702.01	2.65	15	111.20	201.63
x-x	M_t	651.68	5	15	272.02	201.63
	M_a	597.82	4.58	15	249.53	201.63

On remarque que pour les nervures du sens x-x la contraintes dans les aciers n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la sections des aciers.

Les résultats de ferailage de la nervure du sens X-X sont dans le tableau ci-dessous

Sens	moments(KN.m)		Le choix	A_s	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	651.68	8HA25	39.27	2.46	103.23	201.63
	M_a	597.82	8HA25	39.27	2.26	94.69	201.63

VI.6. Schéma de ferrailage

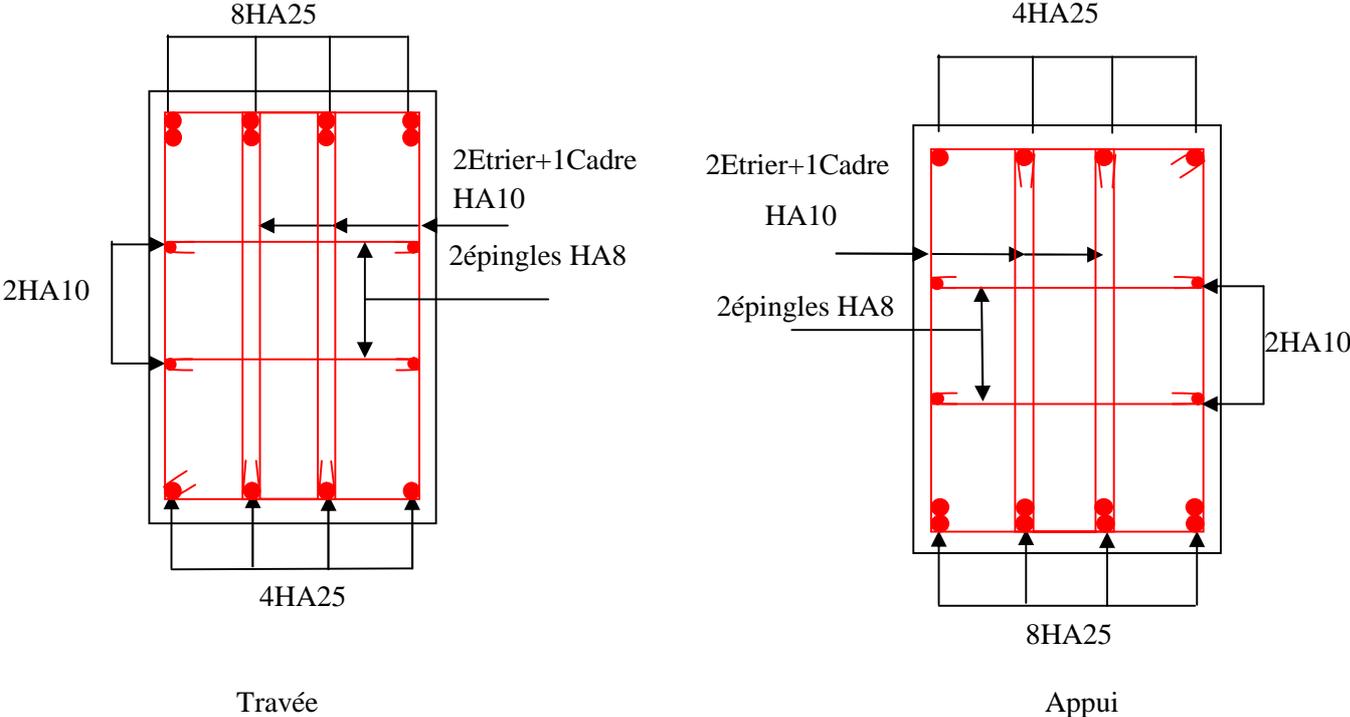


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la nervure

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'une part, de faire une synthèse de toutes les connaissances théoriques acquises le long de notre formation, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et l'étude des structures ; même sur la pratique des logiciels comme SAP2000 et AUTOCAD..., notons que la modélisation joue un grand rôle dans le génie civil (précision et rapidité d'exécution).

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; Il a été constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voiles à mettre dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

De ce fait, cette étude constitue la première expérience dans notre métier d'avenir, à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous permet d'avoir des solutions économiques, sécuritaires et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Bibliographie

- [1] Règlement Parasismique Algérien RPA99/Version2003.
- [2] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- [3] Note de cours béton armé de M^R tahakourt (3^{ème} année).
- [4] Règles BAEL 91 modifiées 99.
- [5] “M.Belazougui“: calcul des ouvrages en béton armé.
- [6] “M.Belazougui“: Le béton Armé Aux Etats Limites. « Théorie et application ».
- [7] “F.GYORGY“ Cours du Béton Armé et constructions hydrauliques tome I « Béton Armé aux Etats-limites ».
- [8] “H.Renaud et J.Lamirault “ Béton Armé « Guide de calcul ».
- [9] D.T.R : Charges et Surcharges.
- [10] “ Olivier Gagliardini “ IUP Infrastructures UJF Grenoble I /2004.
- [11] Jean Pierre Mougin : BAEL91 « Articles, Cours, Exercices ».
- [12] Bases du Béton Armé BTS Bâtiment 1^{ère} année.
- [13] “Jean-Marie Paillé“ calcul des structures en béton « Guide d’application.»

Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe IV

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33