

République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Abderrahmane Mira Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil

Option : Matériaux & Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+8+Sous Sol) à usage
Multiple contreventé par un système mixte
(voile-portique).

Réalisé par :

AIT OUYOUB Adoudou
BOUAMAR Nawal

Encadré par :

Mr. ATTAL Riadh

Jury:

Mr A. BOUROUBA


Mme S. OURABAH née HAMOUCHE

Promotion
2011/2012

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Ce projet n'aurait pu être réalisé sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

 *Mr R.ATTAL : (notre promoteur)*

Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements de tout cœur pour notre promoteur pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.

 *Mr A.BAUCHE : (étudiant en 1^{ère} année magister)*

Nous lui adressons nous vifs remerciements pour sa participation, ses conseils, son aide lors de la modélisation, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Les membres de jury Mr A.BOUROUBA, Mme S. OURABAH née HAMOUCHE qui ont accepté de juger notre travail.

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amis, amies pour leur soutien moral, en particulier Berkahoum, et tous ceux qui nous sont chers.

Adoudou & 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 modeste travail :

A Ceux que j'aime :

Mon frère le regretté NASSIM.

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours
et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et
Binôme Adoudou et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

Merci à tous.

B.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 modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours
et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et
Binôme Nawel et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

Merci à tous.

A. Adoudou





Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction	
I.2. Aperçu général du site	1
I.3 .Caractéristiques de la structure	1
I.4. Règlements et normes utilisés	2
I.5.Actions et sollicitations	2
I.6. Caractéristique des matériaux	4
I.7. Conclusion	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	9
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	15
II.4. Evaluation des charges et surcharges	17
II.5. Descente de charges	21
II.6. Conclusion	38

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers	39
III.2. Dalles pleines	65
III.3. l'acrotère	79
III.4. Etude de l'ascenseur	84
III.5. Calcul des escaliers	93
III.6. Etude des poutres de chaînages	126

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction	133
IV.2. Objectifs et exigences	133
IV.3. Méthodes de calcul	133
IV.4. Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes	138
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	139
Conclusion	

ChapitreV : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	151
V.2. Étude des poteaux	151
V. 3.Etude des poutres	163
V.4. Etude des voiles	173

ChapitreVI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Etude des fondations	183
VI.2 Etude du voile périphérique	199

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau. I.1 : f_e en fonction du type d'acier	6
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	7
Tableau II.1 : Pré dimensionnement des escaliers	14
Tableau II.2 : évaluation des charges de l'acrotère	14
Tableau II.3: section des poteaux préalable	17
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	17
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.6 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	18
Tableau II.7 : Evaluation des charges dans les dalles pleines	19
Tableau II.8 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs	19
Tableau II.9 : Evaluation des charges du palier	20
Tableau. II.10 : Evaluation des charges du palier	20
Tableau II.11 : Evaluation des charges de la volée type I	20
Tableau II.12 : Evaluation des charges de la volée type II	21
Tableau II.13 : Evaluation de la surcharge d'exploitation	24
Tableau. II.14. : Descente de charge du poteau (1)	25
Tableau. II.15 : Evaluation de la surcharge d'exploitation	29
Tableau.II.16 : Les résultats obtenus pour le poteau (2)	30
Tableau.II.17 : Evaluation de la surcharge d'exploitation	33
Tableau II.18 : Les résultats obtenus pour le poteau (3)	34
Tableau. II.19 : vérification de la compression	36
Tableau II.20 : vérification au flambement	38
Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	41
Tableau.III.2 : Les sollicitations à ELU	45
Tableau.III.3 : Les sollicitations à ELS	45
Tableau III.4: sollicitation des poutrelles pour le plancher terrasse accessible	46
Tableau. III.5: sollicitation des poutrelles pour le plancher d'étage courant	47
Tableau. III.6: sollicitation des poutrelles pour le plancher étage service	48
Tableau III.7: sollicitation des poutrelles pour le plancher étage commerce	49
Tableau. III.8: sollicitation des poutrelles pour le plancher terrasse inaccessible	50
Tableau. III.9: calcul des sections d'armatures des poutrelles	59
Tableau. III.10 : Vérification au cisaillement	60
Tableau III.11 : Vérification des états limites de déformation	61
Tableau.III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles	63
Tableau. III.13: calcul des armatures principales	66
Tableau. III.14: calcul des armatures principales	69

Tableau. III.15 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis	71
Tableau III.16 : calcul des armatures principales	73
Tableau III.17 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis	76
Tableau III.18 : calcul des armatures principales	77
Tableau.III.19 : Combinaison d'action de l'acrotère	80
Tableau.III.20 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	86
Tableau III.21 : ferrailage de la dalle de la salle des machines	89
Tableau. III.22 : Résumé des résultats de ferrailage	94
Tableau III.23 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 20$ cm	97
Tableau III.24 : Résumé des résultats de ferrailage	102
Tableau III.25 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 17$ cm	105
Tableau III.26 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 20$ cm	105
Tableau III.27 : Résumé des résultats de ferrailage	107
Tableau III.28 : Résumé des vérifications de l'effort tranchant	107
Tableau III.29 : Vérification de l'état limite de compression	108
Tableau III.30 : résultat de la flèche pour la volée (II)	109
Tableau III.31 : Résumé des résultats de ferrailage	111
Tableau III.32 . Résumé des vérifications de l'effort tranchant	112
Tableau III.33 :Vérification de l'état limite de compression	113
Tableau III.34 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 14$ cm	114
Tableau III.35 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 15$ cm	114
Tableau III.36 : Résumé des résultats de ferrailage	116
Tableau III.37 : Résumé des vérifications de l'effort tranchant	116
Tableau III.38 : Vérification de l'état limite de compression	141
Tableau III.39 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 14$ cm	118
Tableau III.40 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 15$ cm	118
Tableau.III.41 . armatures longitudinales dans la poutre brisée	123
Tableau.III.42 : Vérification des contraintes dans le béton	124
Tableau.III.43 .Ferrailage de la poutre de chaînage type I	127
Tableau.III.44 .Vérification des contraintes dans le béton	128
Tableau.III.45 .Ferrailage de la poutre de chaînage type II	130
Tableau. III.46 .Vérification à l'ELU	130
Tableau.III.47 .Vérification des contraintes dans le béton	130
Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité	135
Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique	142
Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	142
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	143
Tableau IV.5 : sections des poteaux	143
Tableau IV.6 : Périodes de vibration et taux de participation massique	146
Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	146
Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	147
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base	148

Tableau IV. 10 : Valeurs des sections	148
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements relatifs	149
Tableau IV.12 : Vérification des effets P- Δ	150
Tableau. V.1 : Armatures longitudinales	152
Tableau. V.2 : Les sollicitations dans les poteaux	154
Tableau. V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	155
Tableau. V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux	156
Tableau. V.5 : Vérification de l'effort normale ultime	157
Tableau. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	158
Tableau. V.7 : vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	159
Tableau.V.8: Les armatures longitudinales dans les poutres	164
Tableau. V.9 : Vérification des contraintes tangentielles	165
Tableau. V.10 : calcul d'espacements des barres	166
Tableau. V.11 : Vérification au cisaillement	167
Tableau. V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton	167
Tableau. V.13 : vérification des conditions de la flèche	168
Tableau. V.14 : Moments résistants dans les poteaux	169
Tableau. V.15 : Vérification des zones nodales	170
Tableau. V. 16 : Sollicitations de calcul dans les voiles	176
Tableau V.17. Ferrailage des voiles // à x-x' L=1.2 m	180
Tableau V.18. Ferrailage des voiles // à y-y' L=1.5 m	181
Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de la dalle du radier	191
Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	192
Tableau VI.3 : Résumé des résultats (ferrailage de débord)	193
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier	195
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier	196
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures	198
Tableau VI.7 : vérification des contraintes des nervures de radier	298
Tableau .VI.8: Section des armatures du voile périphérique	201
Tableau .VI.9: Résumé des résultats	203

Liste des figures

Fig. I.1 : situation géographique de site du projet	1
Fig. II.1 : Plancher à corps creux	9
Fig. II.2 : Schéma d'une poutrelle	10
Fig. II.3 : dalle sur trois appuis	11
Fig. II.4 : dalle sur trois appuis	11
Fig. II.5 : Dalle sur 4 appuis	12
Fig. II. 6 : Détail d'un escalier	12
Fig. II.7 : Vue en plan de l'escalier	12
Fig. II. 8 : Hauteur libre d'étage	16
Fig. II.9 : Murs extérieurs	19
Figure II.10 .Vue en plan d'identification des poteaux	22
Fig. II.11 . Surface afférente pour le poteau(D1)	22
Fig. II.12 : Schéma statique de la décente de charge	24
Fig. II.13 . Surface afférente pour le poteau(C4)	27
Fig. II.14 . Surface afférente pour le poteau(C2)	32
Fig. III.1 : Schéma d'une poutrelle	49
Fig. III.2 : Schéma d'une Poutre continue	51
Fig. III.3 : Evaluation des efforts tranchants	52
Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	62
Fig.III.5 : Section de la dalle pleine à ferrailé	65
Fig.III.6 schéma de ferrailage de la dalle pleine type1	67
Fig. III.7 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis	72
Fig. III.8 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine (3appuis)	76
Fig. III.9 : Dalle sur 4 appuis	76
Fig. III. 10 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	79
Fig.III.11 : L'acrotère	79
Fig.III.12 : Schéma statique de l'acrotère	79
Fig. III.13 : Section à ferrailer	81
Fig. III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	83
Fig.III.15 : cage d'ascenseur	84
Fig.III.16 : Schéma de la dalle d'ascenseur	88
Fig. III.17 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle	92
Fig. III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle	92
Fig III.19 : Schéma statique	93
Fig. III.20 : la vue en plan de l'escalier	93
Fig. III.21 : Schéma statique avec chargement	93

Fig. III.22 : Section à ferrailer	94
Fig.III.23 : Schémas du ferrailage de l'escalier type I	98
Fig. III.24 : Schéma statique de la volée (II)	98
Fig.III.25 : Schémas du ferrailage de la volée (II)	100
Fig. III.26 : schéma statique de la volée I	100
Fig. III.27 : la vue en plan de l'escalier	101
Fig.III.28 : Schéma statique avec chargement	101
Fig III.29 : Section à ferrailer	101
Fig.III.30 : Schémas du ferrailage de l'escalier type II(RDC)	105
Fig. III.31 : schéma statique de la volée I	106
Fig.III.32 : Schéma statique avec chargement	106
Fig.III.33 : Schémas du ferrailage de l'escalier type II(RDC)	110
Fig. III.34 . Schéma statique	110
Fig. III.35 : la vue en plan de l'escalier	110
Fig.III.36 : Schéma statique avec chargement	111
Fig. .III.37 : Schéma du ferrailage de l'escalier type II(RDC)	114
Fig. III.38 : schéma statique de la volée I	115
Fig.III.39 : Schémas du ferrailage de l'escalier type II(RDC)	118
Fig. III.40 : Schéma statique de la volée (II)	118
Fig.III.41 : Schémas du ferrailage de la volée (II)	120
Fig.III.42 : Poutre brisée	121
Fif.III.43 . Schémas statique de la poutre brisée	122
Fig.III.44 : Section considérée dans le calcul à la torsion	123
Fig.III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	126
Fig.III.46 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type I	128
Fig.III.47 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II	132
Fig.IV.1 . Spectre de calcul	138
Fig.IV.2 . 1 ^{ère} disposition des voiles	139
Fig IV.3 . 1 ^{er} mode de déformation	140
Fig. IV.4 . 2 ^{ème} Disposition des voiles	140
Fig. IV.5 . Disposition adopté	144
Fig. IV.6 . 1 ^{er} Mode de déformation	144
Fig. IV.7 . 2 ^{ème} Mode de déformation	145
Fig. IV.8 . 3 ^{ème} Mode de déformation (torsion)	145
Fig. V. 1 .La zone nodale	152
Fig. V.2 : Section d'un poteau	158
Fig. V3 .Longueur de recouvrement	160
Fig. V. 4 : Disposition constructive des armatures des poteaux	161
Fig V. 5 : Schémas de ferrailage des poteaux	162
Fig.V. 6 : Longueur de recouvrement	166
Fig. V.7 : Schéma de la zone nodale	168

Fig. V. 8. armature transversal dans les zones nodales	170
Fig V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre principale	171
Fig V.10 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	172
Fig V.11 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	174
Fig V.12 : Disposition des voiles	175
Fig. V.13 : Exemple de ferrailage du voile V_{x1} (e=20cm)	182
Fig. V.14 : Exemple de ferrailage du voile V_{y2} (e=20cm)	182
Fig. VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	184
Fig. VI.2 : Schéma d'une semelle filante	185
Fig. VI.3: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	187
Fig. VI.4 : dalle sur quatre appuis	190
Fig. VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier	192
Fig. VI.6: Schéma statique du débord	193
Fig. VI.7 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures	194
Fig. VI.8 : Sollicitations sur les nervures longitudinales	195
Fig.VI.9 : Sollicitations sur les nervures transversales	196
Fig. VI.10. : Section à ferrailer	196
Fig.VI.11. Schéma de ferrailage des nervures	199
Fig. VI.12. Voile périphérique	199
Fig. VI.13. Diagramme des contraintes	200
Fig. VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique	203

Symboles et Notations

A', As : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

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

l' : longueur fictive.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et **P_d** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et **Z** : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

fe : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

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

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+8+ sous-sol) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

Généralités

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Aperçu général du site

I.2.1. Situation géographique

Le site, objet de la présente étude se trouve dans la plaine de la ville de Béjaïa, au niveau de la rue de la liberté.

L'assiette, est située en face du siège de la Daïra de Béjaïa, à l'Est du marché couvert. Elle est choisie pour recevoir un immeuble de 9 niveaux (RDC+8+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial.

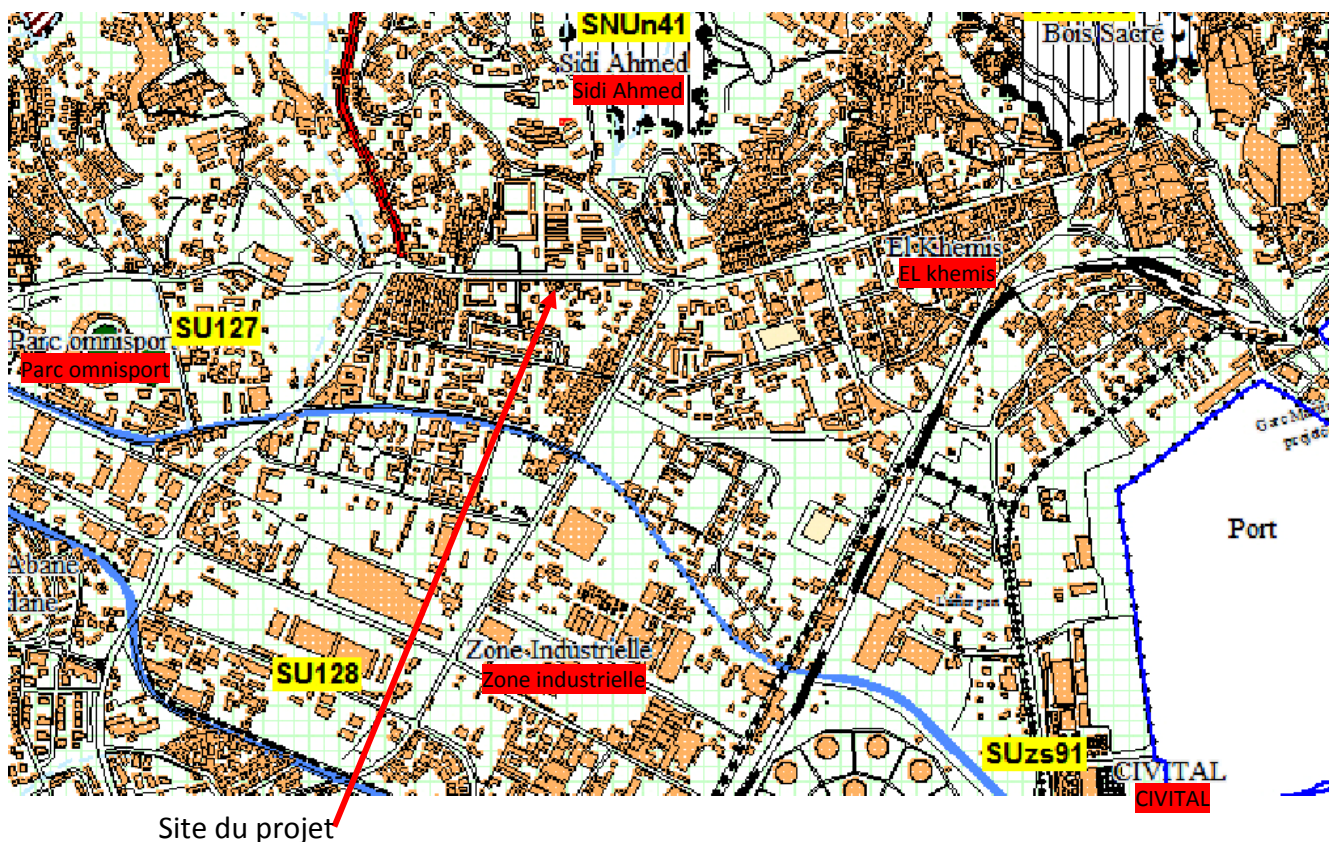


Fig. I.1 : situation géographique de site du projet

I.2.2. Aspect géophysique

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia qui est classé en zone IIa, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003).

L'ouvrage projeté, à savoir ; Immeuble en en R+8 à usage d'habitation et commercial, est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99) dans le groupe 2B, ayant une importance moyenne.

I.3 .Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan16.70m
- Longueur en plan.....12.90m
- Hauteur du RDC.....4.08m
- Hauteur du sous-sol.....3.23m
- Hauteur 1ere étage3.91 m
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m
- Hauteur totale.....32.64 m

I.3.2. Données du site

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version2003
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : D=2.8m.

I.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I.5.Actions et sollicitations

I.5.1 les actions

I.5.1.1 Définitions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

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

- ❖ Des actions accidentelles (FA).

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.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ 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 varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

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

➤ Les actions accidentelles (FA)

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

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

I.5.1.3 combinaisons de calcul

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

- Situations durables : $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

I.5.2 Les sollicitations

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

I.6. Caractéristique des matériaux

I.6.1 Le béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), dosé à 350kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants

Dosage : pour 1m^3 du béton courant pour un rapport $E/C=0.5$ est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ kg Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ kg de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton

a. Résistance à la compression

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa)

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

(CBA 93Art : A.2.1.13).

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa, On prend $f_{c28}=25$ MPa.

b. La Résistance de béton à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate 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_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{aligned} f_{ij} &= 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} &= 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{aligned} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.

C. Contrainte limite

C.1. Etat limite ultime

➤ Contrainte ultime de compression

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles ; $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

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

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

➤ Contrainte ultime de cisaillement

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

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

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

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

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

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

C. 2. Etat limite de service

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

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

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

c. déformation longitudinale du béton

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 instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad t \leq 24h \quad (\text{CBA 93.Art : A.2.1.2.1})$$

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

➤ Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}. \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.2})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

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

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

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 : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

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

	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

Tableau. I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

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

c. Contrainte limite

➤ Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto plastique parfait, avec :

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

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

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

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ Etat limite de service

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier RL

$\eta = 1.6$ pour l'acier HA

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, (90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h - d$ avec $d = h - e$

I.7. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14.2
	situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721.4
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	/
	FN	201.63
FTN	164.97	

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

❖ Planchers à corps creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de : Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression

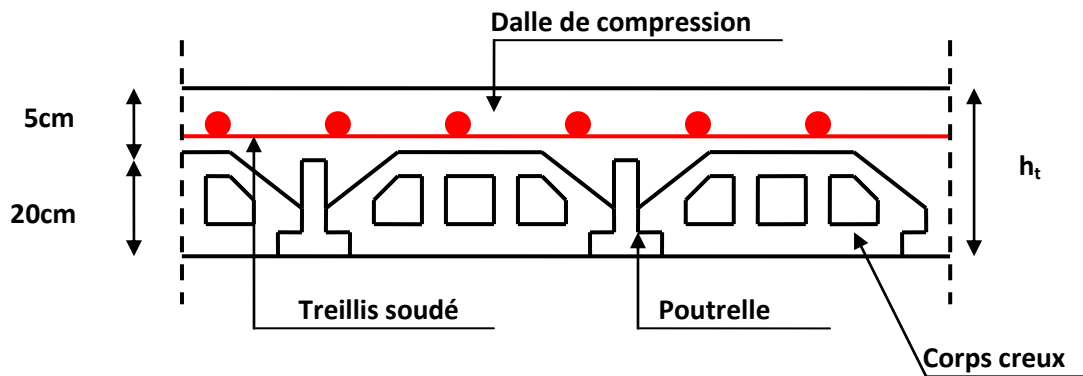


Fig. II.1: Plancher à corps creux.

• Dimensionnement

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec

$$L_{\max} = 5.3 - 0.30 = 5.00\text{m}$$

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

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 25\text{cm}$ (20+5) tel que 5cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

❖ Les poutrelles

• Définition

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

• 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).

• Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure

$L_x = 55\text{cm}$ distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 310\text{cm}$ distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 5\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20\text{cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{310}{10}\right)$$

$$\text{Min}(27.5 ; 31) = 27.5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

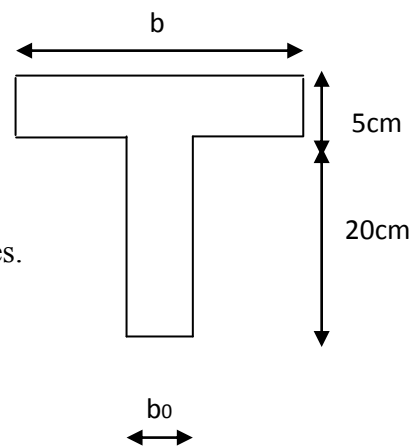


Fig. II.2 : Schéma d'une poutrelle

❖ planchers en dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

• Critère de résistance

$e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis .

Avec :

L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

- **Coupe-feu**

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.

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

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

1- Dalles sur 2 appuis (balcon)

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2.85 \leq e \leq 3.33$$



Fig.II.3 : dalle sur deux appuis

2- Dalles sur 3 appuis

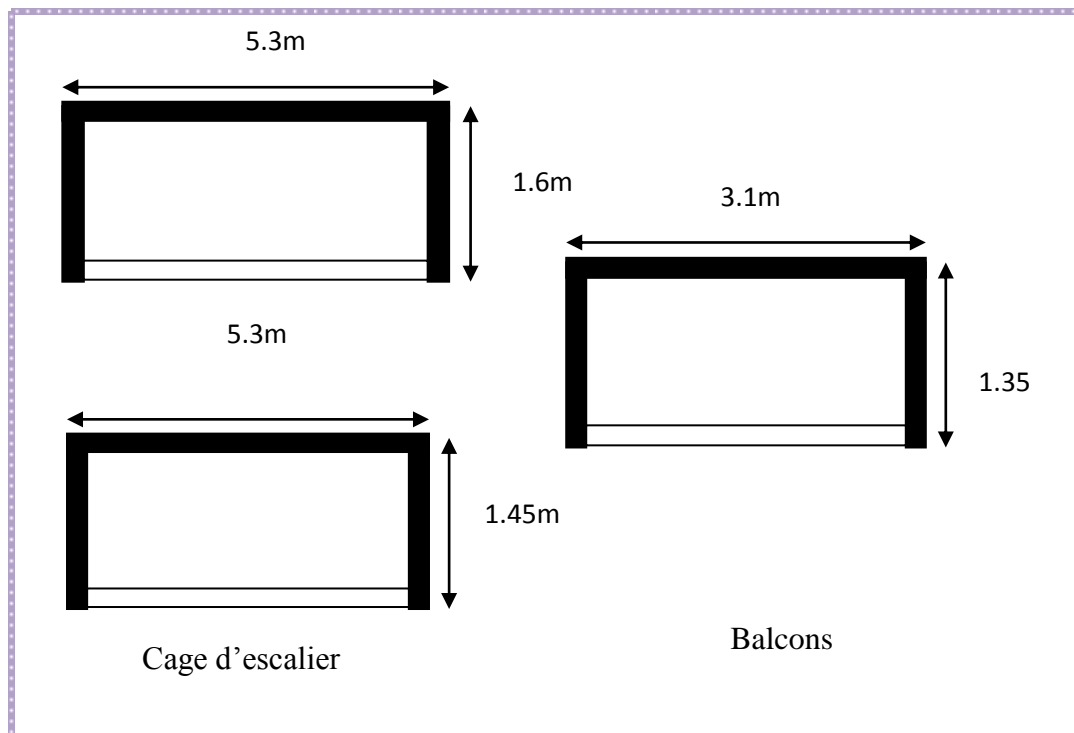


Fig.II.4 : dalle sur trois appuis

$$\frac{135}{50} \leq e \leq \frac{135}{40} \Rightarrow 2.7 \leq e \leq 3.37$$

3- Dalle sur 4 appuis (cage d'escalier)

$$\frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40} \Rightarrow 2.9 \leq e \leq 3.62$$

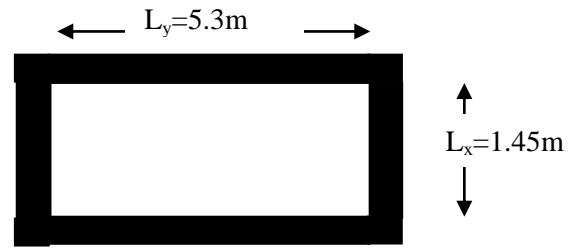


Fig. II.5 : Dalle sur 4 appuis

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu qui est déterminant.

On opte pour :

- 12cm d'épaisseur pour tous les balcons
- 14cm d'épaisseur pour les dalles pleines de la cage d'escalier des étages courant.
- 17cm d'épaisseur pour la dalle pleine de la cage d'escalier du RDC

II. 2.2. Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

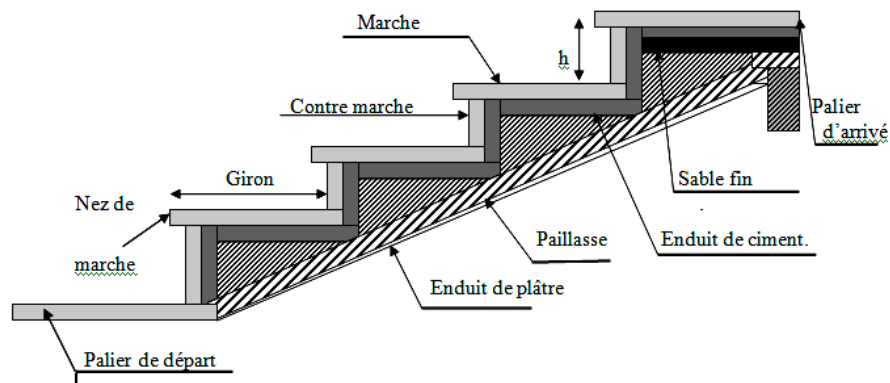


Fig. II. 6: Détail d'un escalier.

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- **Type I :** escalier a deux volées non identiques contrariées avec palier de repos.
- **Type II :** escalier a trois volées.

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Soit

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

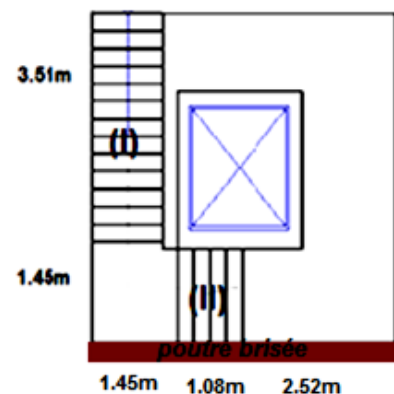


Fig. II.7 : Vue en plan de l'escalier.

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre de marches.

g : Giron.

h : Hauteur de la contre marche.

Or: $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{(n-1)}$

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

Remplaçant dans(2) on trouve :

$$\frac{L}{(n-1)} + 2\frac{H}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0 \dots \dots \dots (3)$$

n est la solution de l'équation (3)

➤ **Pour la volée (I)**

$H = 2.38\text{m}$

$L = 3.51\text{m}$

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times 238 + 351) \times n + 2 \times 238 = 0$$

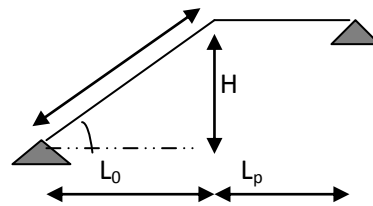
$$\Rightarrow n = 14$$

Donc : le nombre de contre marche $n = 14$

Nombre de marche $n - 1 = 13$

$$h = \frac{238}{14} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{351}{13} = 27\text{cm}$$



Epaisseur de la paille (e)

L'épaisseur de la paille e est donnée par :

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

Avec : $L = L_0 + L_p$

$$L = 3.51 + 1.45 = 4.96 \text{ m}$$

$$\frac{496}{30} \leq e \leq \frac{496}{20} \Rightarrow 16.5 \leq e \leq 24.8 \quad \text{on prend } e = 17\text{cm}$$

➤ **Pour la volée (II)**

La volée II est encastree dans la poutre brisé donc on prend la même épaisseur que les volées I

$e = 17\text{cm}$

Avec :

$H = 0.85\text{m}$; $L = 1.08\text{m}$

$h = 17\text{cm}$; $g = 27\text{cm}$

$n = 5$ (nombre de contre marche)

$n-1=4$ (Nombre de marche)

Le tableau suivant résume les cas des autres types

	Volée	H _{volée} (m)	Inclinaison (α)	L _{volée} (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
Sous sol	I	2.38	34.13	3.51	13	17
	II	0.85	38.20	1.08	4	
RDC	I	1.87	34.70	2.70	9	17
	II	1.19	33.46	1.80	6	
	III	1.02	34.21	1.50	5	
1 ^{er} étage	I	1.7	35.31	2.40	8	14
	II	1.19	33.46	1.80	6	
	III	1.02	34.21	1.50	5	
2 ^{ème} à 8 ^{ème}	I	1.19	33.46	1.80	6	14
	II	0.85	35.31	1.20	4	
	III	1.02	34.21	1.50	5	

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des escaliers.

II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

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

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1285	25	3,21
Enduit de ciment intérieur	2	0,018	20	0,36
Enduit de ciment extérieur	2	0,020	20	0,40
Charge permanente totale	G=3,97KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

Tableau II.2 : évaluation des charges de l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres

❖ Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 530 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 45 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

❖ Les poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

$$L_{\max} = 530 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

II. 3.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots (1)$
- $e \geq \frac{he}{20}$ pour les voiles simples $\dots\dots\dots (2)$ RPA (Article .7.5.1)

- $L \geq 4 e$(3)

Avec :

h_e : C'est la hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{298}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour le sous-sol.}$$

$$\Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{383}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour le RDC}$$

$$\Rightarrow e \geq 19.15cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{366}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour le 1^{er} étage.}$$

$$\Rightarrow e \geq 18.3cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{281}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour les autres étages.}$$

$$\Rightarrow e \geq 15cm$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

- $e = 20cm$ pour le sous-sol, RDC et 1^{er} étage.
- $e = 15cm$ pour les autres niveaux.

Voile de la cage d'ascenseur

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera donné forfaitairement $e = 15cm$.

II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

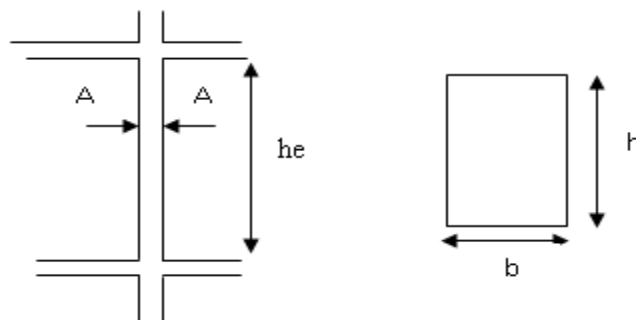


Fig. II. 8 : Hauteur libre d'étage

Les exigences de RPA en zone II.a

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

étages	sous-sol, RDC,	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème}
Section (b×h) cm ²	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35

Tableau II.3: section des poteaux préalable.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.4.1. Les planchers

➤ Plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Forme de pente	0.10	2.20
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher corps creux (20+5)	0.25	3.30
Enduit de plâtre	0.02	0.20

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

- La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{terr} = 7.18KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à $Q_{terr} = 1.5KN / m^2$.

➤ **Plancher terrasse inaccessible (toiture de la cage d'escalier)**

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	3.30
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Forme de pente	0.10	2.20

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terrinnacc} = 6.98KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terrinnacc} = 1.0KN / m^2$.

➤ **Plancher étages courants**

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	1
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
plancher corps creux (20+5)	0.25	3.3
Enduit de plâtre	0.02	0.2

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.7KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour hébergement en chambres, $Q = 1.5KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage de service est estimée a $Q = 2.5KN / m^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à bureau et commercial est estimée à $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

➤ Dalle pleine (balcons)

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.12	3
Lit de Sable	0.02	0.36
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Enduit de plâtre	0.02	0.2

Tableau II.7 : Evaluation des charges dans les dalles pleines.

- La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{balcon} = 4.4 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

➤ Murs extérieur (double cloison)

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	0.15	1.3
Lame d'air	0.05	0.00
Brique creuse	0.1	0.9
Enduit en ciment	0.02	0.4
Enduit de plâtre	0.02	0.2

Tableau II.8 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

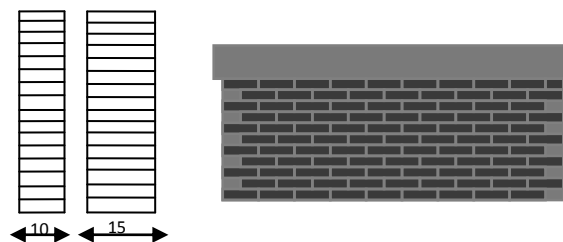


Fig. II.9 : Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.8 \text{ KN} / \text{m}^2$.

➤ **Les escaliers**

Palier type I (e = 17cm):

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en BA	0.17	4.25
Enduit plâtre	0.02	0.2

Tableau II.9 : Evaluation des charges du palier

- $G_{palier} = 5.65 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Palier type II (e = 14cm) :

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en BA	0.14	3.5
Enduit de plâtre	0.02	0.2

Tableau. II.10 : Evaluation des charges du palier

- $G_{palier} = 4.9 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

La volée type type I (e = 17cm) :

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.44
Revêtement verticale	0.013	0.26
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17 · (22/2)	1.87
Paillasse	17 / (cosα)	5.14
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Gardes corps	-	0.6

Tableau II.11 : Evaluation des charges de la volée type I

- $G_{paillasse} = 9.27 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

La volée type de type II (e = 14cm) :

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.44
Revêtement verticale	0.013	0.26
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17 · (22/2)	1.87
Paillasse	14/ (cosα)	4.21
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Gardes corps	-	0.6

Tableau II.12 : Evaluation des charges de la volée type II

- $G_{paillasse} = 8.34 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

II.5. Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.5.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

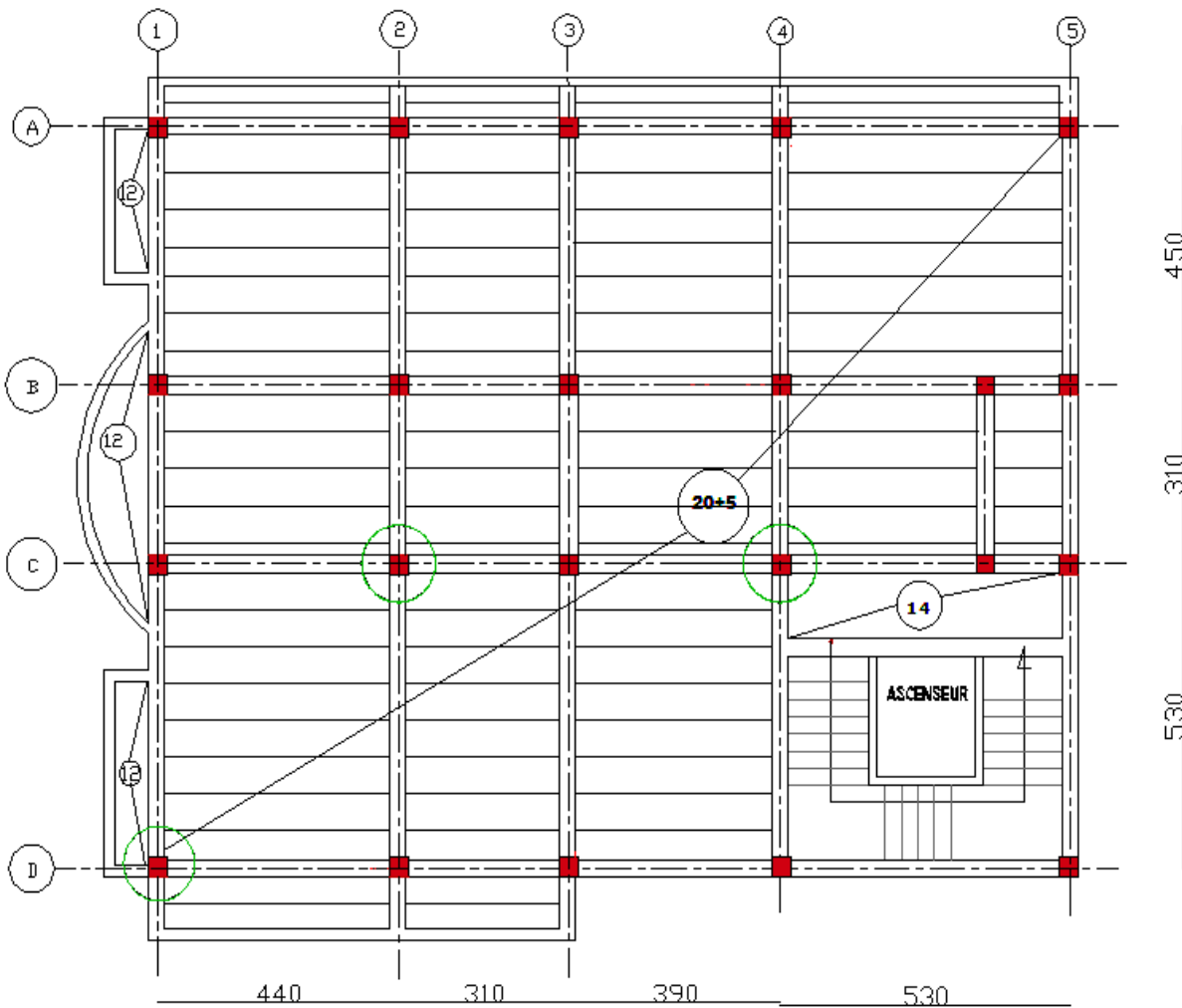


Figure II.10 .Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.

➤ Descente de charges pour le poteau D1 (poteau de rive)

1. Calcul des la surfaces afférentes

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{terrasse}} = 2.05 \times (0.6 + 0.3 + 2.5) + (0.3 \times 2.4)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 7.69 \text{m}^2 \text{ (Corps creux)}$$

$$S_{\text{balcon}} = 2.4 \times 0.7 = 1.68 \text{m}^2$$

$$S_{\text{étage courant}} = 2.1 \times (0.54 + 0.3 + 2.5) = 7.01 \text{m}^2$$

$$S_{\text{RDC}} = 2.05 \times 2.5 = 5.125 \text{m}^2$$

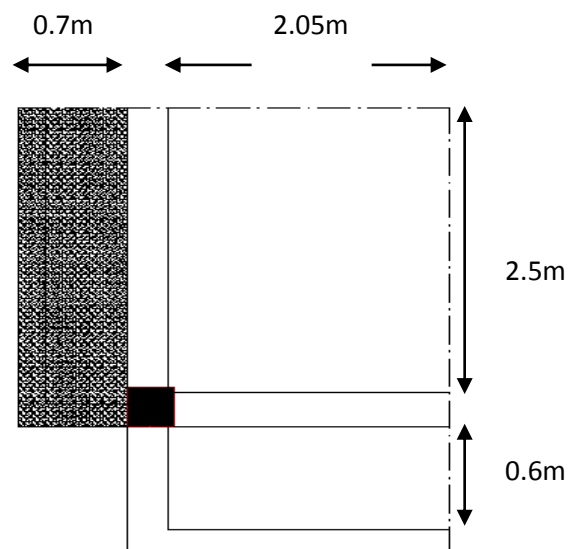


Fig. II.11. Surface afférente pour le poteau(D1)

- Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{terrasse}} = 2.05 \times (0.6 + 2.5) \Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 6.355 \text{ m}^2 \text{ (Corps creux)}$$

$$S_{\text{balcon}} = 1.68 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage courant}} = 2.05 \times (0.54 + 2.5) = 6.232 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{RDC}} = 2.05 \times 2.5 = 5.125 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur (terrasse)}} = (2.05 \times 1) + (0.6 \times 1) + (0.95 \times 1) + (2.5 \times 1) = 6.1 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{mur}} = 6.1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur(étage courant)}} = 6.217 \text{ m}^2$$

2. Calcul du poids propre

- Plancher terrasse

$$G = 6.355 \times 7.18 = 45.62 \text{ KN}$$

$$Q = 7.69 \times 1.5 = 11.53 \text{ KN}$$

- balcon

$$G = 1.68 \times 4.4 = 7.39 \text{ KN}$$

$$Q = 1.68 \times 3.5 = 5.88 \text{ KN}$$

- Planchers d'étages courant

$$G = 6.232 \times 5.7 = 35.52 \text{ KN}$$

$$Q = 7.01 \times 1.5 = 10.51 \text{ KN}$$

- Plancher étage service (1er)

$$G = 35.52 \text{ KN}$$

$$Q = 7.01 \times 2.5 = 17.52 \text{ KN}$$

- Plancher RDC

$$G = 5.125 \times 5.7 = 38.43 \text{ KN}$$

$$Q = 5.125 \times 5 = 25.62 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.3 = 11.13 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 3.15 = 9.45 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 11.13 + 9.45 = 20.58 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux

$$P_{\text{pot}} = S \times 25 \times h_e$$

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème} et	5 ^{ème} 6 ^{ème} et	7 ^{ème} 8 ^{ème} et
S (cm ²)	50×55	50×55	45×50	45×50	40×45	35×40	30×35
P _{pot} (KN)	20.83	26.67	20.86	16.08	12.87	10.01	7.50

- Poids des cloisons double

$$\text{Terrasse} \rightarrow P_c = 6.1 \times 2.8 = 17.08 \text{ KN}$$

$$2^{\text{à}} 8^{\text{ème}} \rightarrow P_c = 6.157 \times 2.8 = 17.24 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \rightarrow P_c = 7.605 \times 2.8 = 21.29 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} \rightarrow P_c = 4.656 \times 2.8 = 13.03 \text{ KN}$$

3. La loi de dégression

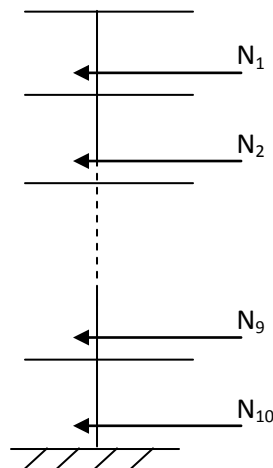


Fig. II.12 : Schéma statique de la descente de charge

Niveau(N_i)	Q_i (KN)	
N_1	$11.53+5.88$	17.41
N_2	$Q_0+1*16.39$	33.80
N_3	$Q_1+0.9*16.39$	48.55
N_4	$Q_2+0.8*16.39$	61.66
N_5	$Q_3+0.7*16.39$	73.13
N_6	$Q_4+0.6*16.39$	82.97
N_7	$Q_5+0.5*16.39$	91.16
N_8	$Q_6+0.5*16.39$	99.35
N_9	$Q_7+23.40$	122.75
N_{10}	$Q_8+25.62$	148.37

Tableau II.13 : Evaluation de la surcharge d'exploitation.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (D1) sont représentés dans le tableau suivant :

	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Cloison doubles sur terrasse	17.08	
	Poteau terrasse	7.50	
	Plancher terrasse	45.62	
	Poutres terrasse	20.58	
	Poteaux du niveau N1 (30×35)	7.50	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres du niveau N1	20.58	
	total	126.25	17.41
N2	Venant de N1	126.25	
	Plancher terrasse (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (30×35) cm ²	7.50	
	Double cloison	17.24	
	total	214.48	33.80
N3	Venant de N12	214.48	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	Double cloison	17.24	
	total	305.22	48.55
N4	Venant de N3	305.22	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	Double cloison	17.24	
	total	395.96	61.66
N5	Venant de N4	395.96	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Double cloison	17.24	
	total	489.56	73.13

N6	Venant de N5	489.56	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Double cloison	17.24	
	total	583.16	82.97
N7	Venant de N6	583.16	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Dalle pleine	7.39	
	Poutres	20.58	
	Poteau (45×50) cm ²	16.08	
	Double cloison	17.24	
	total	679.97	91.16
N8	Venant de N7	679.97	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Poutres	20.58	
	Poteau (45×50) cm ²	20.86	
	Double cloison	17.24	
	total	774.17	99.35
N9	Venant de N10	774.17	
	Plancher d'étage (20+5)	35.52	
	Poutres	20.58	
	Poteau (50×55) cm ²	26.67	
	Double cloison	21.29	
	total	878.23	122.75
N10	Venant de N9	878.23	
	Plancher d'étage (20+5)	38.43	
	Poutres	20.58	
	Poteau (50×55) cm ²	20.83	
	Double cloison	13.03	
	Total	971.10	148.37
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Gt=971.10KN	
Ns=Gt+ Qt		Qt =148.37KN	

$N_s = 1119.47KN$	$N_u = 1533.54KN$
-------------------	-------------------

Tableau. II.14. : Descente de charge du poteau (D1).

➤ **Descente de charges pour le poteau C4 (au niveau de la cage d'escalier)**

1. Calcul des la surfaces afférentes

- Pour les charges d'exploitations :

Pour le plancher terrasse

$$S_{\text{terrasse}} = 1.8 \times (2.5 + 0.3 + 1.4) + (2.5 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 11.56 \text{m}^2 \text{ (terrasse accessible)}$$

$$S_{\text{terrasse inac}} = (1.2 \times 1.55) + (1.3 + 0.3 + 1.4) \times 2.6$$

$$9.66 \text{m}^2 \text{ (terrasse inaccessible)}$$

$$S_{\text{escalier}} = 1.45 \times 0.7 = 1.015 \text{m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1.8 \times 1.45) + (1.3 \times 1.05) = 3.97 \text{m}^2$$

Pour les autres planchers

$$S_{\text{étages}} = 10.94 \text{m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = (1.4 \times 1.45) = 2.03 \text{m}^2 \rightarrow (1^{\text{er}} \text{ étage})$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1.1 \times 2.5) = 2.75 \text{m}^2 \rightarrow (1^{\text{er}} \text{ étage})$$

$$S_{\text{escalier}} = 2.61 \text{m}^2 \rightarrow (\text{RDC})$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = 2.17 \text{m}^2 \rightarrow (\text{RDC})$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{terrasse}} = 10.52 \text{m}^2 \text{ (terrasse accessible)}$$

$$S_{\text{terrasse ina}} = 8.49 \text{m}^2 \text{ (terrasse inaccessible)}$$

$$S_{\text{étages}} = 10.52 \text{m}^2$$

$$S_{\text{mur (terrasse)}} = (1.5 \times 2.86) + (1.4 \times 2.86)$$

$$\Rightarrow S_{\text{mur}} = 8.29 \text{m}^2$$

2. Calcul du poids propre

- Plancher terrasse accessible

$$G = 10.52 \times 7.18 = 75.53 \text{KN}$$

$$Q = 11.56 \times 1.5 = 17.34 \text{KN}$$

- Plancher terrasse inaccessible

$$G = 8.49 \times 6.98 = 59.26 \text{KN}$$

$$Q = 9.66 \times 1 = 9.66 \text{KN}$$

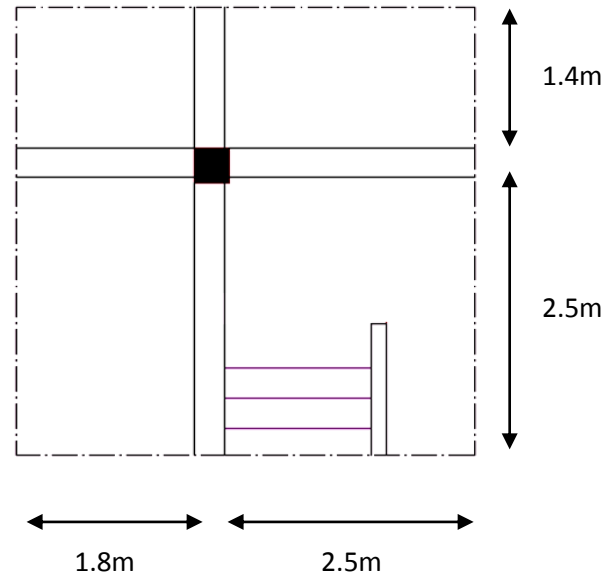


Fig. II.13. Surface afférente pour le poteau (C4)

- Escalier

Etages	2 ^{ème} → terrasse	1 ^{er}	RDC	Sous-sol
S(m ²)	1.015	2.03	2.61	3.00
G(KN)	8.46	16.93	21.76	27.81
Q(KN)	2.53	5.07	6.52	6.00

- Dalle pleine

Etages	2 ^{ème} → terrasse	1 ^{er}	RDC	Sous-sol
S (m ²)	3.97	2.75	2.17	1.78
G(KN)	17.46	12.10	9.54	7.83
Q(KN)	9.92	6.87	5.42	4.45

- Planchers d'étages courant

$$G = 10.52 \times 5.7 = 59.96 \text{ KN}$$

$$Q = 10.94 \times 1.5 = 16.41 \text{ KN}$$

- Plancher 1^{er} étage (service)

$$G = 59.96 \text{ KN}$$

$$Q = 10.94 \times 2.5 = 27.35 \text{ KN}$$

- Plancher RDC

$$G = 59.96 \text{ KN}$$

$$Q = 10.94 \times 5 = 54.70 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.9 = 13.16 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.3 = 12.90 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 13.16 + 12.90 = 26.06 \text{ KN}$$

$$G_{poutre(terrasseinc)} = 20.66 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux

$$P_{pot} = S \times 25 \times h_e$$

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
S (cm ²)	50×55	50×55	45×50	45×50	40×45	35×40	30×35
P _{pot} (KN)	20.83	26.67	20.86	16.08	12.87	10.01	7.50

- Poids des cloisons double

$$\text{Terrasse accessible} \rightarrow P_c = 8.29 \times 2.8 = 23.21 \text{ KN}$$

$$2 \text{ à } 8^{\text{ème}} \rightarrow P_c = 7.15 \times 2.8 = 20.02 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \rightarrow P_c = 9.275 \times 2.8 = 25.97 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} \rightarrow P_c = 9.7 \times 2.8 = 27.16 \text{ KN}$$

✓ Acrotère

$$G = 4.2 \times 3.97 = 16.67 \text{ KN}$$

$$Q = 4.2 \times 1 = 4.2 \text{ KN}$$

3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Niveau(N _i)	Q _i (KN)	
N ₁	9.66+4.2	13.86
N ₂	Q ₀ +29.79	43.65
N ₃	Q ₁ +0.9*28.86	69.62
N ₄	Q ₃ +0.8*28.86	92.70
N ₅	Q ₄ +0.7*28.86	112.90
N ₆	Q ₅ +0.6*28.86	130.21
N ₇	Q ₆ +0.5*28.86	144.64
N ₈	Q ₇ +0.5*28.86	159.07
N ₉	Q ₈ +0.5*28.35	173.24
N ₁₀	Q ₉ +39.29	212.53
N ₁₁	Q ₁₀ +54.7	267.23

Tableau. II.15 : Evaluation de la surcharge d'exploitation.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (C4) sont représentés dans le tableau suivant :

	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible (20+5)	59.26	
	Poutres terrasse	20.66	
	Poteaux (30×35)	7.50	
	Acrotère	16.67	
	total	104.09	13.86
N2	Venant de N1	104.09	
	Plancher terrasse accessible	75.53	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (30×35)	7.50	
	Double cloison	23.21	
	total	262.31	43.65

N3	Venant de N12	262.31	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (30×35) cm ²	7.50	
	Double cloison	20.02	
	total	401.77	69.62
N4	Venant de N3	401.77	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	Double cloison	20.02	
	total	543.74	92.70
N5	Venant de N4	543.74	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	Double cloison	20.02	
	total	685.71	112.90
N6	Venant de N5	685.71	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Double cloison	20.02	
	total	830.54	130.21
N7	Venant de N6	830.54	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Double cloison	20.02	
	total	975.37	144.64

N8	Venant de N7	975.37	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	8.46	
	Dalle pleine	17.46	
	Poutres	26.06	
	Poteau (45×50) cm ²	16.08	
	Double cloison	20.02	
	total	1123.41	159.07
N9	Venant de N8	1123.41	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	16.93	
	Dalle pleine	12.10	
	Poutres	26.06	
	Poteau (45×50) cm ²	20.86	
	Double cloison	20.02	
	total	1279.34	173.24
N10	Venant de N9	1279.34	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	21.76	
	Dalle pleine	9.54	
	Poutres	26.06	
	Poteau (50×55) cm ²	26.67	
	Double cloison	25.97	
	total	1449.30	212.53
N11	Venant de N10	1449.30	
	Plancher d'étage (20+5)	59.96	
	Escalier	27.81	
	Dalle pleine	4.45	
	Poutres	26.06	
	Poteau (50×55) cm ²	20.83	
	Double cloison	27.16	
	total	1615.57	267.23
Nu=1.35Gt+1.5Qt Ns=Gt+ Qt Ns= 1882.80KN		Gt=1615.57KN Qt =267.23KN	
		Nu=2581.86KN	

Tableau.II.16 : Les résultats obtenus pour le poteau (C4)

➤ **Descente de charges pour le poteau C2 (centrale)**

1. Calcul de la surface afférente

- Pour les charges d'exploitations

Pour le plancher terrasse

$$S_{\text{terrasse}} = (2.05 + 0.3 + 1.4) \times (2.5 + 0.3 + 1.4)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 15.75 \text{ m}^2 \text{ (terrasse accessible)}$$

Pour les autres planchers

$$S_{\text{étages}} = 14.82 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S_{\text{terrasse}} = 13.45 \text{ m}^2 \text{ (terrasse accessible)}$$

$$S_{\text{étages}} = 13.45 \text{ m}^2$$

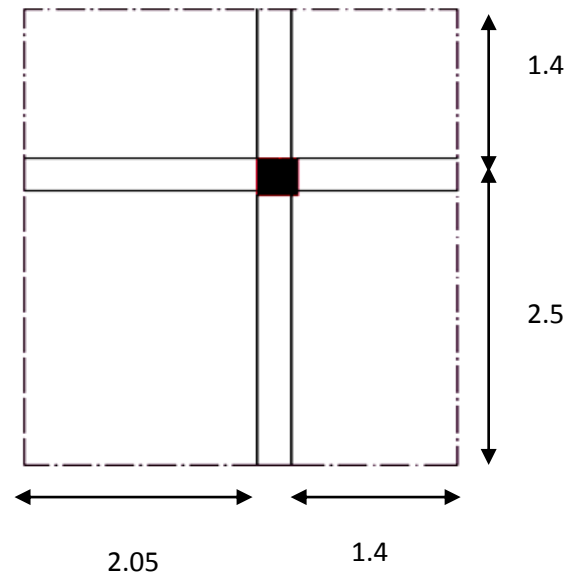


Fig. II.14. Surface afférente pour le poteau(C2)

2. Calcul du poids propre

- Plancher terrasse accessible

$$G = 15.75 \times 7.18 = 113.08 \text{ KN}$$

$$Q = 15.75 \times 1.5 = 23.62 \text{ KN}$$

- Planchers d'étages courant

$$G = 13.45 \times 5.7 = 76.66 \text{ KN}$$

$$Q = 14.82 \times 1.5 = 22.23 \text{ KN}$$

- Plancher 1^{er} étage (service) et RDC

$$G = 76.66 \text{ KN}$$

$$Q = 14.82 \times 2.5 = 37.05 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.9 = 13.16 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.45 = 10.35 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 23.51 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux

$$P_{\text{pot}} = S \times 25 \times h_e$$

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème} et	5 ^{ème} 6 ^{ème} et	7 ^{ème} 8 ^{ème} et
S (cm ²)	50×55	50×55	45×50	45×50	40×45	35×40	30×35
P _{pot} (KN)	20.83	26.67	20.86	16.08	12.87	10.01	7.50

3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Niveau(N _i)	Q _i (KN)	
N ₁	23.62	23.62
N ₂	Q ₀ +22.23	45.85
N ₃	Q ₁ +0.9*22.23	65.85
N ₄	Q ₃ +0.8*22.23	83.64
N ₅	Q ₄ +0.7*22.23	99.20
N ₆	Q ₅ +0.6*22.23	112.53
N ₇	Q ₆ +0.5*22.23	123.65
N ₈	Q ₇ +0.5*22.23	134.76
N ₉	Q ₈ +37.05	171.81
N ₁₀	Q ₉ +74.1	245.91

Tableau.II.17 : Evaluation de la surcharge d'exploitation.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (C2) sont représentés dans le tableau suivant :

	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse accessible	113.08	
	Poutres terrasse	23.51	
	Poteaux (30×35)	7.80	
	total	144.39	23.62
N2	Venant de N1	144.39	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (30×35) cm ²	7.80	
	total	252.36	45.85
N3	Venant de N12	252.36	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	total	362.54	65.85
	Venant de N3	362.54	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	

N4	Poutres	23.51	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
total		472.72	83.64
N5	Venant de N4	472.72	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	total	585.76	99.20
N6	Venant de N4	587.76	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	total	698.80	112.53
N7	Venant de N4	698.80	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (45×50) cm ²	16.08	
	total	815.05	123.65
N8	Venant de N4	815.05	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (45×50) cm ²	20.86	
	total	936.08	134.76
N9	Venant de N4	936.08	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (50×55) cm ²	26.67	
	total	1062.92	171.81
N10	Venant de N4	1062.92	
	Plancher d'étage (20+5)	76.66	
	Poutres	23.51	
	Poteau (50×55) cm ²	20.83	

	total	1183.92	245.91
	Nu=1967..157KN	Gt=1183.92KN	
	Ns= 1429.83KN	Qt =245.91KN	

Tableau II.18 : Les résultats obtenus pour le poteau (C2)

Les calculs montrent que le poteau C4 (au niveau de la cage d’escalier) est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1615.57 KN, Q_{totale} = 267.23 KN$$

II.5.2. Vérification

➤ **L’effort normal ultime**

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l’effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :

Donc : $Nu = 2840.04 KN$

➤ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2840.04 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.20 m^2$$

On a $B = 0.50 \times 0.55 = 0.275 m^2 \geq 0.20 m^2$ Condition vérifiée.

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

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Sous-sol et RDC	2840.04*10 ⁻³	2750*10 ⁻⁴	10.32	Vérifiée
1^{er} et 2^{ème}	2185.66*10 ⁻³	2250*10 ⁻⁴	9.71	Vérifiée
3^{ème} et 4^{ème}	1687.08*10 ⁻³	1800*10 ⁻⁴	9.37	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème}	1204.56*10 ⁻³	1400*10 ⁻⁴	8.60	Vérifiée
7^{ème}, 8^{ème} et terrasse	711.50*10 ⁻³	1050*10 ⁻⁴	6.77	Vérifiée

Tableau. II.19 : vérification de la compression.

➤ **Vérification des conditions du RPA**

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

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \dots\dots\dots (2)$$

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

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

➤ **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

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

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

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

l_0 : Longueur du poteau ; i : Rayon de giration

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

$A_s \geq 0.8\% * Br$ on prend $A_s = 1\% * Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
50 *55	2750	278	194.6	13.35	0.825	2544	2840.04	1564.76
50 *55		363	254.1	17.10	0.811			1591.77
45*50	2250	346	242.2	18.00	0.807	2064	2185.66	1231.08
45*50		261	182.7	13.87	0.824			1205.68
40*45	1800	261	182.7	15.41	0.818	1634	1687.08	937.47
35*40	1400	261	182.7	17.33	0.810	1254	1204.56	675.95
30*35	1050	261	182.7	19.81	0.798	924	711.50	405.27

Tableau II.20 : vérification au flambement

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

➤ **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 :

Niveau	N _d (MN)	B(m ²)	V	v ≤ 0.3
Sous-sol ; RDC	1615.57*10 ⁻³	0.275	0.235	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	1279.34*10 ⁻³	0.225	0.227	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	975.37*10 ⁻³	0.18	0.216	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	685.71*10 ⁻³	0.14	0.196	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	401.77*10 ⁻³	0.105	0.153	Vérifiée

Tableau II.21. vérification de l'effort normal réduit.

II.6. Conclusion

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

- Poutres principales : 45×30cm².
- Poutres secondaires : 40×30cm².
- Poteaux du sous-sol et RDC : 50×55cm².
- Poteaux du 1^{er} et 2^{ème} étage : 45×50cm².
- Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage : 40×45cm².
- Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage : 35×40cm².
- Poteaux du 7^{ème} et 8^{ème} étage : 30×35cm².

Étude des éléments secondaires

III. 1.Calcul des planchers

III.1.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.1.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

1. Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

1.1 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

1.1.1 Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Le BAEL91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

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

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q: charges d'exploitations reprises par la poutre continue

1.1.2 Exposé de la méthode forfaitaire

La méthode de calcul des sollicitations est exposée en annexe [1].

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

1.2.1 Domaine d'application (B6.220)

La méthode de Caquot s'applique essentiellement pour les planchers a surcharges d'exploitation élevées telle que : $Q > \min(2G; 5KN/m^2)$. Si l'une des trois autres conditions de la méthode

forfaitaire n'est pas vérifiée, alors on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre dans le calcul des moments aux appuis seulement $g' = \frac{2}{3}g$.pour le calcul des moments en travées en prend la totalité de des charges permanentes.

1.2.2 Exposé de la méthode forfaitaire

La méthode de calcul des sollicitations est exposée en annexe [2].

III.1.1.2. Les Différents types de poutrelles

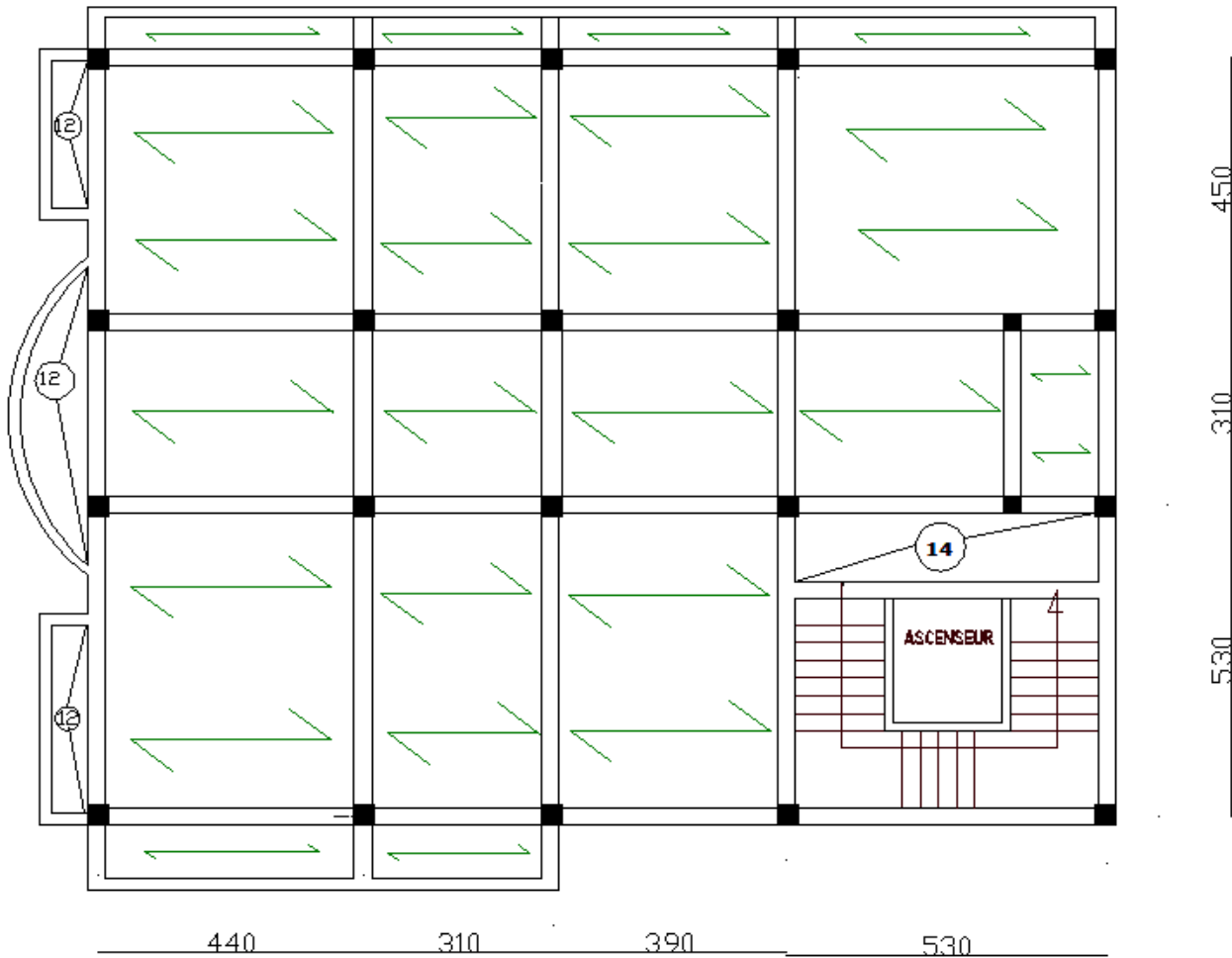


Fig.III.1 : Schéma de la disposition des poutrelles.

Dans le cas de notre projet on a cinq types de poutrelles a étudiées :

Type 1 : poutrelle sur six appuis et cinq travées dans les étages : habitation, service, commerce et terrasse.

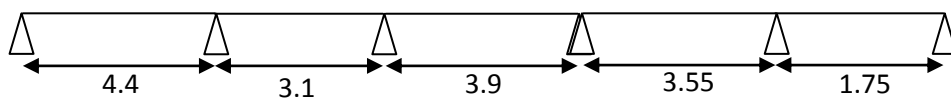
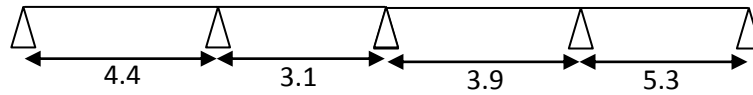
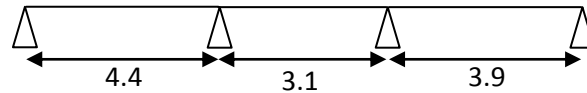


Schéma du 1^{er} type de poutrelle

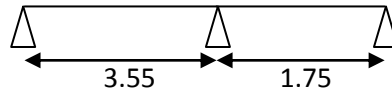
Type 2 : poutrelle sur cinq appuis et quatre travées dans les étages : habitation, service, commerce et terrasse.

Schéma du 2^{ème} type de poutrelle

Type 3 : poutrelle sur quatre appuis et trois travées dans les étages : habitation, service, commerce et terrasse.

Schéma du 3^{ème} type de poutrelle

Type 4 : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour le plancher terrasse inaccessible.

Schéma du 4^{ème} type de poutrelle

Type 5 : poutrelle isostatique sur deux appuis pour les plancher terrasse inaccessible.

Schéma du 5^{ème} type de poutrelle

III.1.1.3 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q_u	P_u	q_s	P_s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.98	1	10.92	7.1	7.98	5.187
Terrasse accessible	7.18	1.5	11.94	7.76	8.68	5.64
Étages d'habitation	5.7	1.5	9.94	6.464	7.2	4.68
étage service	5.7	2.5	11.44	7.439	8.2	5.33
étage commerce	5.7	5	15.19	9.876	12.5	8.125

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

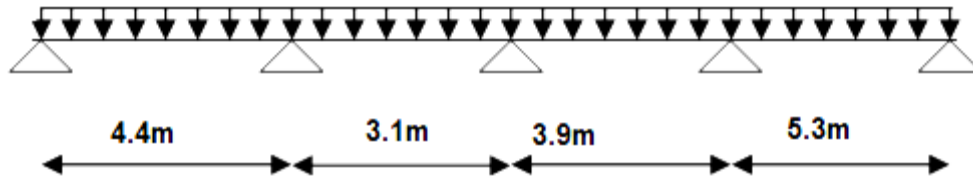
- q_s : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

- q_u : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

III.1.1.4 Calcul des sollicitations

On prendra comme exemple la poutrelle types 2 du plancher terrasse accessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 2 du plancher terrasse accessible



On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car : $(l_i/l_{i+1} = 4.4/3.1 = 1.41 > 1.25)$ on applique donc la méthode de **Caquot minorée**.

Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.4m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.1 = 2.48m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3.9 = 3.12m$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 5.3m$$

Les moments aux appuis

• A l'ELU

$$G' = 2/3 \times (7.18) = 4.78 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{5.65 \times (4.4^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.48)} \Rightarrow M_B = -9.726 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{5.65 \times (3.12^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (3.12 + 2.48)} \Rightarrow M_C = -5.428 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{5.65 \times (3.12^3 + 5.3^3)}{8.5 \times (3.12 + 5.3)} \Rightarrow M_D = -14.183 \text{ kn.m}$$

• A P'ELS

$$P_s = 4.08 \text{ KKN/m}^2$$

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{4.08 \times (4.4^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.48)} \Rightarrow M_B = -7.018 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.08 \times (3.12^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (3.12 + 2.48)} \Rightarrow M_C = -3.916 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{4.08 \times (3.12^3 + 5.3^3)}{8.5 \times (3.12 + 5.3)} \Rightarrow M_D = -10.233 \text{ kn.m}$$

Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

Travée AB

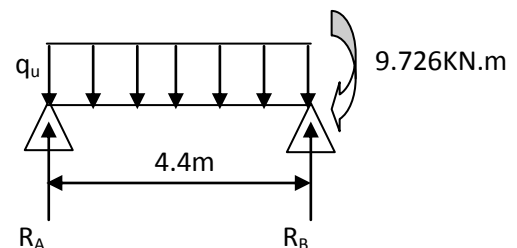
• A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4.4 \times 7.76} = 1.915 \text{ m}$$

$$M(1.915) = \frac{7.76 \times 1.915 \times (4.4 - 1.915)}{2} - 9.726 \times \frac{1.915}{4.4}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 14.238 \text{ KKNm}$$

• A ELS



$$x = \frac{4.4}{2} + \frac{(-7.018)}{4.4 \times 5.64} = 1.915m$$

$$M(1.915) = \frac{5.64 \times 1.915 \times (4.4 - 1.915)}{2} + (-7.018) \times \frac{1.915}{4.4}$$

$$M_{tAB}^{max} = 10.37 KNm$$

Travée BC

- A ELU

$$x = \frac{3.1}{2} + \frac{(-5.428) - (-9.726)}{7.76 \times 3.1} = 1.729m$$

$$M(x) = \frac{7.76 \times 1.729 \times (3.1 - 1.729)}{2} + (-9.726) \times (1 - \frac{1.95}{3.4}) + (-5.428) \times \frac{1.729}{3.1}$$

$$M_{BC}^{Max} = 1.872 KNm$$

- A ELS

$$x = 1.729m$$

$$M_{BC} = 1.399 KNm$$

Travée CD

- A ELU

$$x = 1.661m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.661) = 5.278 KN.m$$

- A l'ELS

$$x = 1.661m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.661) = 3.885 KN.m$$

Travée DE

- A ELU

$$x = 2.995m$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x = 2.995) = 20.628 KN.m$$

- A l'ELS

$$x = 2.995m$$

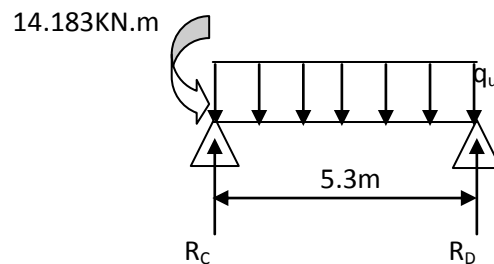
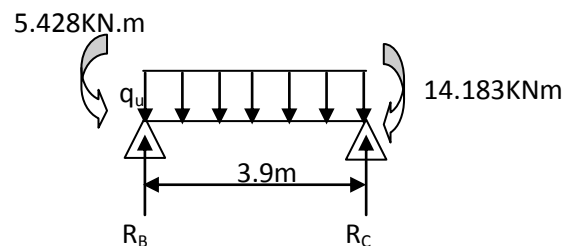
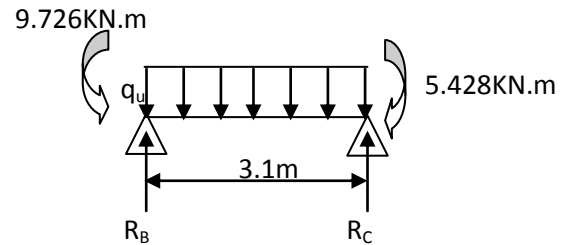
$$M_{DE}^{Max} = M(x = 2.995) = 15.024 KN.m$$

Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

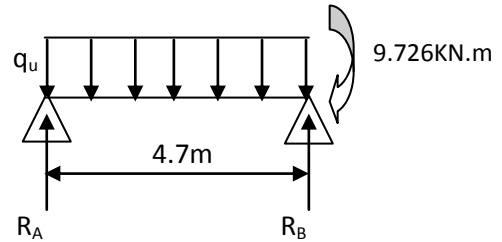


• A l'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{7.76 \times 4.4}{2} + \frac{(-9.726)}{4.4} = 14.862 \text{ KN}$$

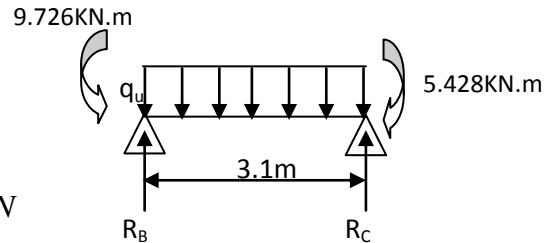
$$V_B = -\frac{7.76 \times 4.4}{2} + \frac{(-9.726)}{4.4} = -19.289 \text{ KN}$$



Travée BC

$$V_B = \frac{7.76 \times 3.1}{2} + \frac{(-5.428) - (-9.726)}{3.1} = 13.419 \text{ KN}$$

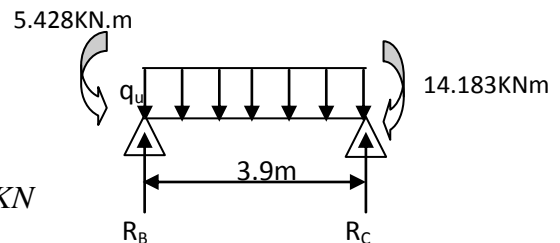
$$V_C = -\frac{7.76 \times 3.1}{2} + \frac{(-5.428) - (-9.726)}{3.1} = -10.646 \text{ KN}$$



Travée CD

$$V_C = \frac{7.76 \times 3.9}{2} + \frac{(-14.183) - (-5.428)}{3.9} = 12.893 \text{ KN}$$

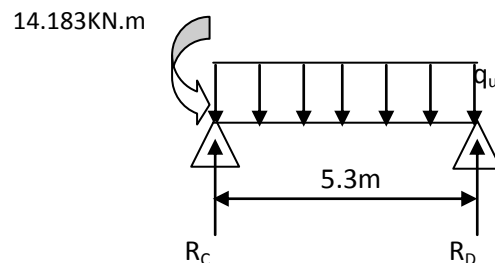
$$V_D = -\frac{7.76 \times 3.9}{2} + \frac{(-14.183) - (-5.428)}{3.9} = -17.383 \text{ KN}$$



Travée DE

$$V_D = \frac{7.76 \times 5.3}{2} + \frac{-(-14.183)}{5.3} = 23.248 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{7.76 \times 5.3}{2} + \frac{-(-14.183)}{5.3} = -17.896 \text{ KN}$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

A l'ELU :

Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.4	0	-9.726	14.238	14.868	-19.289
B-C	3.1	-9.726	-5.428	1.872	13.419	-10.646
C-D	3.9	-5.428	-14.183	5.278	12.893	-17.383
D-E	5.3	-14.183	0	20.628	23.248	-17.896

Tableau.III.2 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher terrasse accessible)

A l'ELS :

Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.4	0	-7.018	10.37	10.202	-14.623
B-C	3.1	-7.018	-3.916	1.399	10.132	-7.359
C-D	3.9	-3.916	-10.233	3.885	8.757	-13.247
D-E	5.3	-10.233	0	15.024	17.627	-12.275

Tableau.III.3 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(Plancher terrasse accessible)

Pour les autres poutrelles c'est la même chose que la poutrelle type2 de la terrasse accessible avec des chargements différents. Pour cela on suit les mêmes étapes de calcul (méthode de Caquot minorée), les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
A ELU	1	A-B	4.4	0	-9.726	14.238	14.868	-19.289	
		B-C	3.1	-9.726	-5.428	1.872	13.419	-10.646	
		C-D	3.9	-5.428	-5.956	9.069	15.002	-15.273	
		D-E	3.55	-5.956	-4.103	7.217	14.301	-13.257	
		E-F	1.75	-4.103	0	1.274	9.137	-4.448	
	3	A-B	4.4	0	-9.726	14.238	14.868	-19.289	
		B-C	3.1	-9.726	-7.787	0.594	12.658	-11.407	
		C-D	3.9	-7.787	0	11.123	17.135	-13.141	
	A ELS	1	A-B	4.4	0	-7.018	10.37	10.202	-14.623
			B-C	3.1	-7.018	-3.916	1.399	10.132	-7.359
C-D			3.9	-3.916	-4.297	6.621	10.868	-11.137	
D-E			3.55	-4.297	-2.96	5.272	10.537	-9.493	
E-F			1.75	-2.96	0	0.933	7.281	-2.592	
3		A-B	4.4	0	-7.018	10.37	10.202	-14.623	
		B-C	3.1	-7.018	-5.619	0.477	9.371	-8.12	
		C-D	3.9	-5.619	0	8.101	12.999	-9.005	

Tableau. III.4 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
A ELU	1	A-B	4.4	0	-8.239	11.795	12.348	-16.093	
		B-C	3.1	-8.239	-4.598	1.453	11.194	-8.845	
		C-D	3.9	-4.598	-5.045	7.469	12.49	-12.719	
		D-E	3.55	-5.045	-3.475	5.938	11.916	-11.031	
		E-F	1.75	-3.475	0	1.042	7.642	-3.67	
	2	A-B	4.4	0	-8.232	11.795	12.348	-16.093	
		B-C	3.1	-8.232	-4.598	1.453	11.194	-8.845	
		C-D	3.9	-4.598	-12.014	4.263	10.703	-14.506	
		D-E	5.3	-12.014	0	17.087	19.396	-14.863	
	3	A-B	4.4	0	-8.239	11.795	12.348	-16.093	
		B-C	3.1	-8.239	-6.596	0.369	10.549	-9.489	
		C-D	3.9	-6.596	0	9.213	14.296	-10.914	
	A ELS	1	A-B	A-B	4.4	0	-5.917	8.56	8.424
			B-C	B-C	3.1	-5.917	-3.302	1.088	8.429
			C-D	C-D	3.9	-3.302	-3.623	5.436	9.011
D-E			D-E	3.55	-3.623	-2.496	4.324	8.749	
E-F			E-F	1.75	-2.496	0	0.761	6.081	
2		A-B	4.4	0	-5.917	8.56	8.424	-12.169	
		B-C	3.1	-5.917	-3.302	1.088	8.429	-6.079	
		C-D	3.9	-3.302	-8.628	3.132	7.224	-11.028	
		D-E	5.3	-8.628	0	12.402	14.669	-10.135	
3		A-B	4.4	0	-5.917	8.56	8.424	-12.169	
		B-C	3.1	-5.917	-4.737	0.31	7.784	-6.724	
		C-D	3.9	-4.737	0	6.687	10.817	-7.435	

Tableau. III.5: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher d'étage courant

type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
A ELU	1	A-B	4.4	0	-9.913	13.387	14.113	-18.619	
		B-C	3.1	-9.913	-5.532	1.348	12.944	-10.117	
		C-D	3.9	-5.532	-6.07	8.344	14.368	-14.644	
		D-E	3.55	-6.07	-4.182	6.612	13.736	-12.672	
		E-F	1.75	-4.182	0	1.141	8.899	-4.119	
	2	A-B	4.4	0	-9.913	13.387	14.113	-18.619	
		B-C	3.1	-9.913	-5.532	1.348	12.944	-10.117	
		C-D	3.9	-5.532	-14.456	4.501	12.218	-16.794	
		D-E	5.3	-14.456	0	19.392	22.441	-16.986	
	3	A-B	4.4	0	-9.913	13.387	14.113	-18.619	
		B-C	3.1	-9.913	-7.957	0.038	12.168	-10.893	
		C-D	3.9	-7.957	0	10.453	16.541	-12.471	
	A ELS	1	A-B	4.4	0	-7.033	9.622	9.473	-13.979
			B-C	3.1	-7.033	-3.925	1.018	9.675	-6.848
			C-D	3.9	-3.925	-4.307	6.019	10.256	-10.531
D-E			3.55	-4.307	-2.967	4.773	9.993	-8.929	
E-F			1.75	-2.967	0	0.827	7.053	-2.274	
2		A-B	4.4	0	-7.033	9.622	9.473	-13.979	
		B-C	3.1	-7.033	-3.925	1.018	9.675	-6.848	
		C-D	3.9	-3.925	-10.256	3.29	8.105	-12.682	
		D-E	5.3	-10.256	0	13.938	16.852	-11.397	
3		A-B	4.4	0	-7.033	9.622	9.473	-13.979	
		B-C	3.1	-7.033	-5.631	0.09	8.899	-7.624	
		C-D	3.9	-5.631	0	7.514	12.429	-8.358	

Tableau. III.6: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage service.

	type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
A ELU	1	A-B	4.4	0	-14.1	17.372	18.525	-24.934	
		B-C	3.1	-14.1	-7.869	1.085	17.319	-13.299	
		C-D	3.9	-7.869	-8.634	10.529	19.064	-19.456	
		D-E	3.55	-8.634	-5.948	8.297	18.288	-16.775	
		E-F	1.75	-5.948	0	1.392	12.041	-5.244	
	2	A-B	4.4	0	-14.1	17.372	18.525	-24.934	
		B-C	3.1	-14.1	-7.869	1.085	17.319	-13.299	
		C-D	3.9	-7.869	-20.562	5.099	16.006	-22.515	
		D-E	5.3	-20.562	0	25.162	30.054	-22.294	
	3	A-B	4.4	0	-14.1	17.372	18.525	-24.934	
		B-C	3.1	-14.1	-11.29	-0.789	16.216	-14.403	
		C-D	3.9	-11.29	0	13.558	22.155	-16.365	
	A ELS	1	A-B	4.4	0	-9.824	12.277	12.096	-18.506
			B-C	3.1	-9.824	-5.483	0.842	12.79	-8.77
			C-D	3.9	-5.483	-6.016	7.475	13.366	-13.758
D-E			3.55	-6.016	-4.144	5.896	13.102	-11.589	
E-F			1.75	-4.144	0	0.994	9.484	-2.687	
2		A-B	4.4	0	-9.824	12.277	12.096	-18.506	
		B-C	3.1	-9.824	-5.483	0.842	12.79	-8.77	
		C-D	3.9	-5.483	-14.326	3.688	10.308	-16.817	
		D-E	5.3	-14.326	0	17.783	22.31	-14.551	
3		A-B	4.4	0	-9.824	12.277	12.096	-18.506	
		B-C	3.1	-9.824	-7.866	-0.462	11.687	-9.874	
		C-D	3.9	-7.866	0	9.583	16.457	-10.667	

Tableau III.7: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commerce.

	type	Travée	L(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A ELU	4	A-B	3.55	0	-5.625	8.549	11.018	-14.187
		B-C	1.75	-5.625	0	0.633	9.427	-2.998
	5	A-B	5.3	0	0	24.93	18.815	-18.815
A ELS	4	A-B	3.55	0	-4.087	6.255	7.622	-10.791
		B-C	1.75	-4.087	0	0.468	7.753	-1.324
	5	A-B	5.3	0	0	18.213	13.746	-13.746

Tableau. III.8 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible

III.1.1.5 Ferrailage des poutrelles

❖ Calcul à l'ELU

a. Calcul de la section d'armatures longitudinales

Plancher terrasse accessible

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

- si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{t \max} = 20.628 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = -14.183 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 23.248 \text{ KN}$$

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.23 - \frac{0.05}{2})$$

$$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ Ferrailage en travée

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

$$\mu_{bu} = \frac{20.628 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0536$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.0536) = 0.225 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{20.628 \times 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer.}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1 / 400 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\text{On opte pour } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage en appuis**

1. Appuis intermédiaires

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

$$M_U = 14.183 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.183 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.185$$

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

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

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) = 0.257$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.257) = 0.206 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14.183 \times 10^{-3}}{0.206 \times 348} = 1.978 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.277 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.277 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 2HA12 avec $A = 2.26 \text{ cm}^2$.

2. Appuis de rive

$$M_U = 2.98 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.04$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.225 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.98 \times 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.277 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.277 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 1HA8 avec $A = 0.5 \text{ cm}^2$.

b. Vérification à l'E.L.U

• Cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 23.248 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{23.248 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 1.01 \text{ Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• Calcul des armatures transversales

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donner par :

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

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

$$\Phi_t \leq \min \{25/ 35, 12/10, 8\}=7.14\text{mm} \quad \text{on adopte a un étrier } \Phi 6.$$

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

• Espacement S_t

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

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$A_t \leq 48 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}$$

On prend $S_t=18\text{cm}$.

• Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

1. Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [23.248 - \frac{14.183}{0.9 \times 0.23}] \times 10^{-3} = -1.3\text{cm}^2 \Rightarrow A_l = 5.31 \geq -1.3\text{cm}^2$$

2. Appuis de rive

On a : $M_U=0\text{KNm}$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 3.05 = 3.55\text{cm}^2$$

$$A_l = 3.55\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 23.248 \times 10^{-3}}{400} = 0.668\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la jonction table nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 23.248 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.95 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

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

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

Avec : $a_{\max} = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 23 = 20.7 \text{cm}$

$V_u = 0.023248 \text{MN} < 0.267 \cdot 0.207 \cdot 0.1 \cdot 25 = 0.138 \text{MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **Vérification de l'adhérence**

On doit vérifier que : $\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$

Avec :

$\bar{\tau}_{ser}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \cdot (T_{12} + T_{10} + T_8) = 94.2 \text{mm}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \dots \dots \dots \psi = 1.5 \dots \dots \dots \text{H.A}$$

$$\tau_{ser} (= 1.19 \text{MPa}) \leq \bar{\tau}_{ser} (= 2.84 \text{MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Calcul a l'ELS**

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

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

➤ **En travée**

Position de l'axe neutre

$$q_s = 0.65 \cdot (G+Q) = 5.64 \text{KN/m} \quad , \quad M_{ser} = 15.024 \text{KN.m.}$$

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

$$A' = 0$$

$$H = 65 \times \frac{5^2}{2} - 15 \times 3.05 \times (23 - 5) \Rightarrow H = -11 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

Position de l'axe neutre y :

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

$$5y^2 + 320.75y - 1189.75 = 0$$

$$y = 3.51 \text{ cm.}$$

• **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = 18376.2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (15.024 \times 10^{-3} \times 0.0351) / 0.000183762$$

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié (BAEL E.III.2)

En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 10.233 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.26 y - 15 \times 2.26 \times 23 = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 779.7 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 9.55 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (9.55)^3 + 15 \times 2.26 \times (23 - 9.55)^2 \Rightarrow I = 9035.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.233 \times 10^{-3}}{9035.87 \times 10^{-8}} \times 0.0955 = 10.81 \text{ MPA} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

Appuis de rive

$$M_{ser} = 3.33 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.17 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2844.94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.33 \times 5.17 \times 10^3}{2844.94} = 6.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• Evaluation de la flèche

La flèche admissible

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L/500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0.5 + L/1000$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{25}{530} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc on procède au}$$

calcul de la flèche.

Les propriétés de la section :

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 ; y = 3.51 \text{ cm}; I = 18376.2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = 0.01326$$

Moment d'inertie :

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right]; \quad \text{avec } d' = 2 \text{ cm}$$

(enrobage).

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right].$$

$$v_2 = h - v_1.$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 570.75 \text{ cm}^2 .$$

$$v_1 = 8.52 \text{ cm} ; v_2 = 16.48 \text{ cm}$$

$$I_0 = 130507 \text{ cm}^4$$

-Calcul de λ_i et λ_v :

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 3.22$$

$$* \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.28$$

Calcul de Contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

- q_j charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.3 = 2.145 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 7.18 = 4.66 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (7.18 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 5.64 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.145 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.66 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.64 \times 5.3^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 89.72 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 195.2 \text{ MPA}$$

$$* \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 236.25 \text{ MPA}$$

Calcul de μ :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01326 \times 89.72 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.464$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01326 \times 195.2 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.705$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01326 \times 236.25 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.748$$

NB : Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa} ; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f)

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 130507}{1 + (3.22 \times 0.464)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 57559.38 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 130507}{1 + (3.22 \times 0.705)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 43900.1 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 130507}{1 + (3.22 \times 0.748)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 42116.81 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 130507}{1 + (1.28 \times 0.705)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 75461.36 \text{cm}^4$$

• **Evaluation des flèches**

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

$$f_{ji} = \frac{5.64 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 57559.38 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00085 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{12.27 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 43900.1 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00244 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{14.85 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 32164.2 \times 42116.81 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0031 \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{14.85 \times 10^{-3} \times 5.3^2}{10 \times 10721.4 \times 75461 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0051 \text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.51 - 0.085 + 0.31 - 0.244$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.49$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.49 \text{cm} < f_{adm} = 1.03 \text{cm}$$

La flèche est vérifiée.

Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux

niveaux	position	M KNm	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Terrasse inaccessible	travée	24.93	0.051	0.065	0.224	3.2	1.8	3HA12=3.39
	Appui inter	-5.625	0.075	0.0976	0.221	0.73	0.227	1HA10=0.79
	Appui de rive	-2.58	0.0344	0.0438	0.226	0.328	0.228	1HA10=0.79
Terrasse accessible	travée	20.628	0.042	0.0536	0.225	2.63	1.8	2HA12+1 HA10 =3.05
	Appui inter	-14.183	0.185	0.257	0.206	1.978	0.227	2HA12=2.26
	Appui de rive	-2.98	0.04	0.051	0.225	0.38	0.277	1HA8=0.5
étage Courant	travée	17.087	0.035	0.044	0.225	1.925	1.8	2HA12+1 HA10 =3.05
	Appui inter	-12.014	0.16	0.22	0.21	1.6	0.277	2HA12=2.26
	Appui de rive	-5.23	0.0696	0.051	0.225	0.668	0.277	1HA10=0.79
étage de service	travée	19.392	0.0397	0.05	0.225	2.47	1.8	2HA12+1 HA10 =3.05
	Appui inter	-14.456	0.192	0.27	0.62	0.67	0.277	1HA10=0.79
	Appui de rive	-6.02	0.08	0.1	0.22	0.786	0.227	1HA10=0.79
étage commercial	travée	25.162	0.0515	0.066	0.224	3.22	1.8	3HA12=3.39
	Appui inter	-20.562	0.273	0.41	0.192	3.07	0.227	2HA14=3.08
	Appui de rive	-5.2	0.069	0.089	0.222	0.673	0.227	1HA14=1.54

Tableau. III.9 : calcul des sections d'armatures des poutrelles.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
	Appui libre	Appui Inter		Le béton	Cisaillement
poutrelles	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0}$ $\leq \tau_u = 3.33$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 138Kn$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ $\leq \tau_u = 3.33$
Terrasse inaccessib le	$A_l = 3.89$ $A_l \geq 0.054$ <i>verifiée</i>	$A_l = 4.18$ $A_l \geq -0.24$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.77Mpa$ Vérifiée	$V_u = 18.815Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 0.818Mpa$ Vérifiée
Terrasse accessible	$A_l = 3.55$ $A_l \geq 0.668$ <i>verifiée</i>	$A_l = 5.31$ $A_l \geq -1.3$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.95Mpa$ Vérifiée	$V_u = 23.248Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 1.01Mpa$ Vérifiée
étage Courant	$A_l = 3.84$ $A_l \geq 0.557$ <i>verifiée</i>	$A_l = 5.31$ $A_l \geq -1.815$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.79Mpa$ Vérifiée	$V_u = 19.396Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 0.843Mpa$ Vérifiée
étage de service	$A_l = 3.84$ $A_l \geq 0.645$ <i>verifiée</i>	$A_l = 3.84$ $A_l \geq -0.645$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.917Mpa$ Vérifiée	$V_u = 22.441Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 0.975Mpa$ Vérifiée
étage commercial	$A_l = 4.18$ $A_l \geq 0.864$ <i>verifiée</i>	$A_l = 6.47$ $A_l \geq -1.99$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 1.23Mpa$ Vérifiée	$V_u = 30.05Kn$ Vérifiée	$\tau_u = 1.3Mpa$ Vérifiée

Tableau. III.10 : Vérification au cisaillement

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend :

- Armatures transversales : $A_t = 2 \times HA6 = 0.57cm^2$
- L'espaceur : $S_t = 18cm$
- Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage Courant	étage de service	étage commercial
q_{jser} (KN/m)	2.147	2.147	2.147	2.147	2.147
q_{gser} (KN/m)	4.537	4.66	3.705	3.705	3.705
q_{pser} (KN/m)	5.187	5.64	4.68	5.33	6.955
M_{jser} (KN.m)	5.64	5.64	5.64	5.64	5.64
M_{gser} (KN.m)	11.94	12.27	9.756	9.756	9.75
M_{pser} (KN.m)	13.66	14.85	12.32	14.036	18.31
Y (cm)	3.8	3.51	3.51	3.51	3.8
I (Cm ⁴)	19965.91	18376.2	18376.2	18376.2	19965.91
σ (Mpa)	3.466≤15	2.85≤15	2.37≤15	2.66≤15	3.38≤15
I_0 (cm ⁴)	130167.24	130507	130507	130507	130167.24
ρ	0.0147	0.01336	0.01326	0.01326	0.0147
λ_i	2.9	3.22	3.22	3.22	2.9
λ_v	1.16	1.28	1.28	1.28	1.16
σ_{sj} (Mpa)	81.35	89.72	89.72	89.72	81.35
σ_{sg} (Mpa)	172.23	195.2	155.21	155.2	140.63
σ_{sp} (Mpa)	197.04	236.25	196	223.3	264.1
μ_j	0.466	0.464	0.464	0.464	0.466
μ_g	0.699	0.705	0.644	0.665	0.648
μ_p	0.731	0.748	0.705	0.736	0.791
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	60893.07	57559.38	57559.38	57559.38	60893.07
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	47300.7	43900.1	46705.48	45700	49881.19
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	45893.76	42116.81	43900	42599.73	43469.43
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	79070.46	75461.36	78691.07	77548.45	81903.65
f_{ji} (m)	0.00081	0.00085	0.00085	0.00085	0.0008
f_{gi} (m)	0.00171	0.00244	0.00182	0.0018	0.0017
f_{pi} (m)	0.00196	0.0031	0.00245	0.0028	0.0036
f_{gv} (m)	0.0045	0.0051	0.0041	0.0047	0.0058
Δf (cm)	0.394	0.49	0.388	0.485	0.69
f_{adm} (cm)	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
observation	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tableau III.11 : Vérification des états limites de déformation.

III.1.1.6 Ferrailage de la dalle de compression

a. Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Les sections doivent être :

- Si $l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2)$ (f_e en MPa)
- Si $50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}; l = 65 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où on opte pour : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

b. Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325$$

D'où on opte pour : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

D'où on opte : un treillis soudé $TS \phi 5 (150 \times 150)$.

❖ Les schémas de féraillages

➤ Dalle de compression

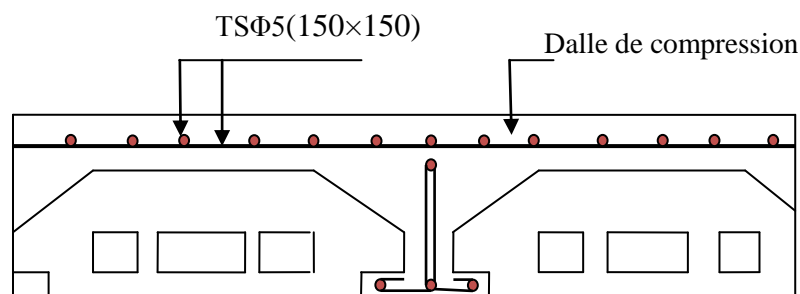


Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

➤ Les poutrelles : étrier étrier

Schéma de ferrailage des poutrelles			
plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Terrasse accessible			
étage Courant			

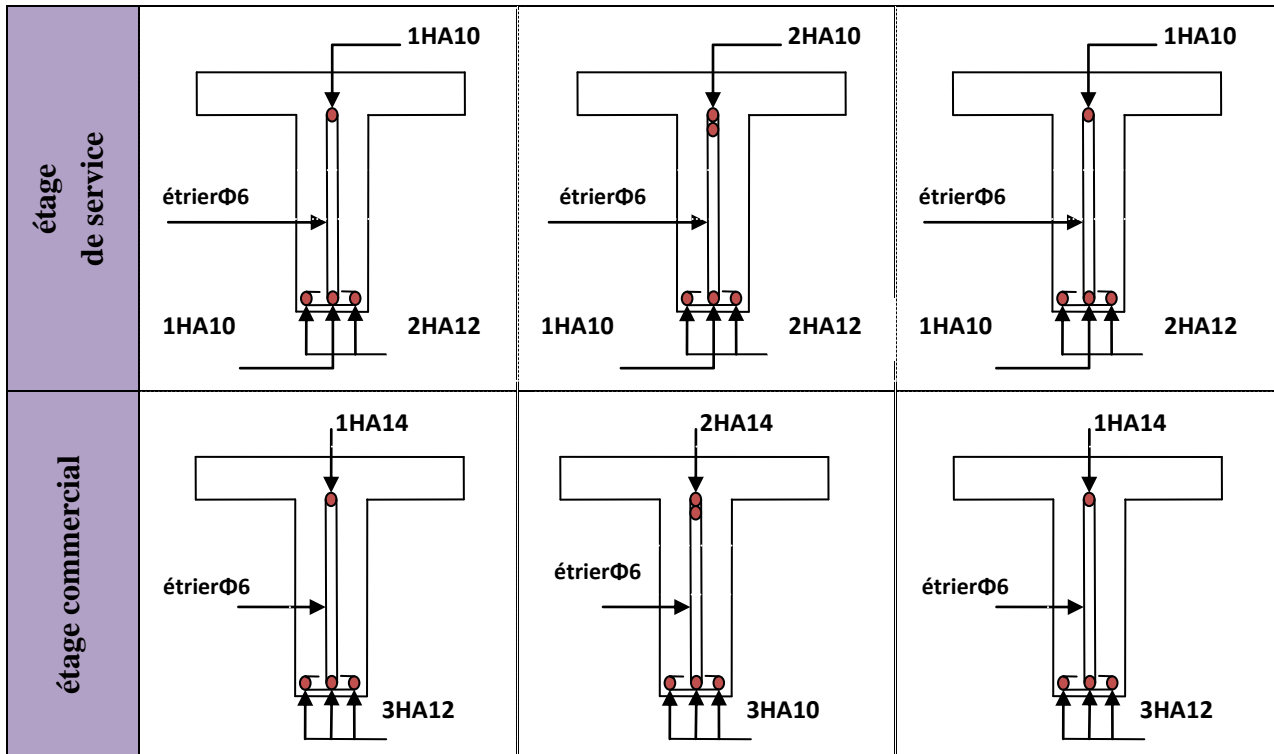


Tableau.III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.1.2 Etude des dalles pleines

1. Premier types : Dalle pleines sur 2 appuis (balcon)

3.1m

$L_x = 1\text{m}$

$L_y = 3.1\text{m}$

1m



$$\rho = \frac{1}{3.1} = 0,32 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- **Charge et surcharge**

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Calcul des sollicitations**

$$q_u = 1,35 * 4.4 + 1,5 * 3,5 = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.4 + 3.5 = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0u} = \frac{q_u l x^2}{8} = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s l x^2}{8} = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 1.19 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0,4 * M_x^0 = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

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

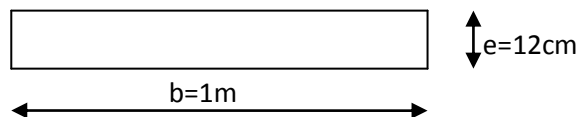


Fig.III.5 : Section de la dalle pleine a ferrailé

a. Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 12\text{cm}, d = 10\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
travée	1.19	0,084	0,0105	0,099	0.34	4T10=3.14	25
appui	0.56	0.004	0.005	0.099	0.16	4T8=2.01	25

Tableau. III.13: calcul des armatures principales.

b. armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

❖ **Vérification**

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} \text{ Soit : } \phi_x \leq 12\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 12\text{mm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{5.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.056\text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$\tau_u < 1.16\text{MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.2\text{cm}^2.$$

$1,2 < 3,14 \dots \dots \dots$ c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS**

- **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

On a : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_x = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 471 = 0$$

$$y = 2.63 \text{ cm} = 0.0263 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 3.16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.99 * 10^{-3}}{3.16 * 10^{-5}} (0,0263) = 0.824 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.824 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **vérification de la flèche :**

$$1. \quad \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.12}{1} = 0.12 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b * d} = 0.00314 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Le schéma de ferrailage**

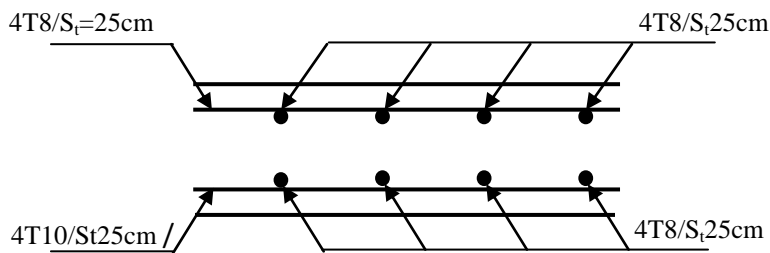
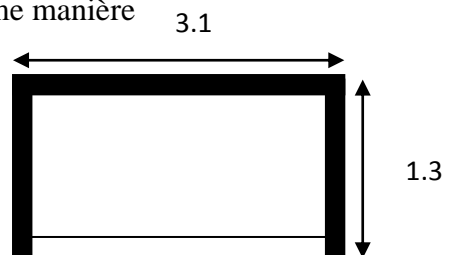


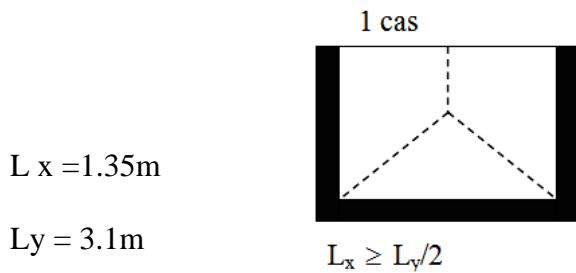
Fig.III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.

2. deuxième types : Dalle pleines sur 3 appuis (balcon)

Toutes les dalles sur trois appuis seront calculées de la même manière



On utilise le théorème des lignes de rupture



$$L_x = 1.35\text{m}$$

$$L_y = 3.1\text{m}$$

$$L_x = 1.35 < L_y/2 = 1.55\text{m}$$

On est dans le deuxième cas donc :

$$\begin{cases} M_y^0 = q * \frac{L_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{q * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 * q * L_x^3}{3} \end{cases}$$

- **Charge et surcharge**

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

A L'ELU

$$q_u = 1,35 * 4.4 + 1,5 * 3,5 = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \frac{11.19 * 1.35^3}{6} = 4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{11.19 * 1.35^2 * 3,1}{2} - \frac{2 * 11.19 * 1.35^3}{3} = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 11.26 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0,5 * M_x^0 = 6.62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 3.90 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 6.62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

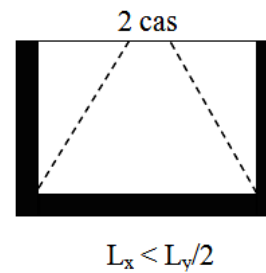
A L'ELS

$$q_s = 4.4 + 3.5 = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 7.95 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 4.67 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$



$$\begin{cases} M_y^t = 2.75 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 4.67 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

- **Ferrailage**

b=100cm, h = 12cm, d = 10cm, $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

Element	Sens	Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
Travée	X-X	11.26	0.079	0.103	0.096	3.37	5T10=3.93
	Y-Y	3.90	0.027	0.034	0.098	1.14	4T8=2.01
Appui		6.62	0.046	0.059	0.097	1.94	4T8=2.01

Tableau. III.14: calcul des armatures principales.

- **Espacement**

Parallele à l_x : $St \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{ cm})$

Parallele à l_y : $St \leq \min(4 \cdot e, 45 \text{ cm})$

Parallele à l_x : $St \leq \min(3 \cdot 12, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Parallele à l_y : $St \leq \min(4 \cdot 12, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

On prend:

Parallele à l_x : $St = 20 \text{ cm}$.

Parallele à l_y : $St = 25 \text{ cm}$.

- ❖ **Vérification**

Vérification de diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{7.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.072 \text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{MPa} \dots \dots$ vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{cm}^2.$$

$1,3 < 2.01 \dots \dots \dots$ c'est vérifié.

• **Vérification des aciers minimaux dans la dalle**

$$A'_y \geq \frac{A'_x}{4} \rightarrow 1.41 > \frac{3.93}{4} = 0.98 \dots \dots \dots$$
 c'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$M_{ser}^x = 7.95 \text{KN.m.}$$

$$M_{ser}^y = 2.75 \text{KN.m}$$

Sens x-x :

On a : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_x = 0$$

$$50 y^2 + 50.55 y - 505.5 = 0$$

$$y = 2.71 \text{ cm} = 0.0271 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 3.35 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.95 * 10^{-3}}{3.35 * 10^{-5}} (0,0271) = 6.43 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.43 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée.

Sens y-y :

On a $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_y = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 301.5 = 0$$

$$y = 2.17 \text{ cm} = 0.0217 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_y - y)^2$$

$$I = 2.189 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.75 * 10^{-3}}{2.189 * 10^{-4}} (0,0217) = 2.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **vérification de la flèche :**

Selon x - x

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.12}{1.35} = 0.088 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.088 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.12}{3.1} = 0.038 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l_y} = 0.038 \leq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.002 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm.}$$

La flèche sera vérifiée à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	A (cm ²)	f _{gv} (mm)	f _{gq} (mm)	Δf _t (mm)	f _{lim} (mm)
y-y	2.40	3.52	6.32	1.41	1.86	5.97	5.55	6.20

Tableau. III.15 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis

Avec :

M_p : dû aux charges permanentes et charges d'exploitation.

M_j : dû aux charges permanentes avant mise en place cloisons.

M_g : dû aux charges permanentes totales.

f_{gv} : flèche due aux charges permanentes.

f_{gq} : flèche due aux charges totales.

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée suivant le sens y.

❖ **Le schéma de ferrailage**

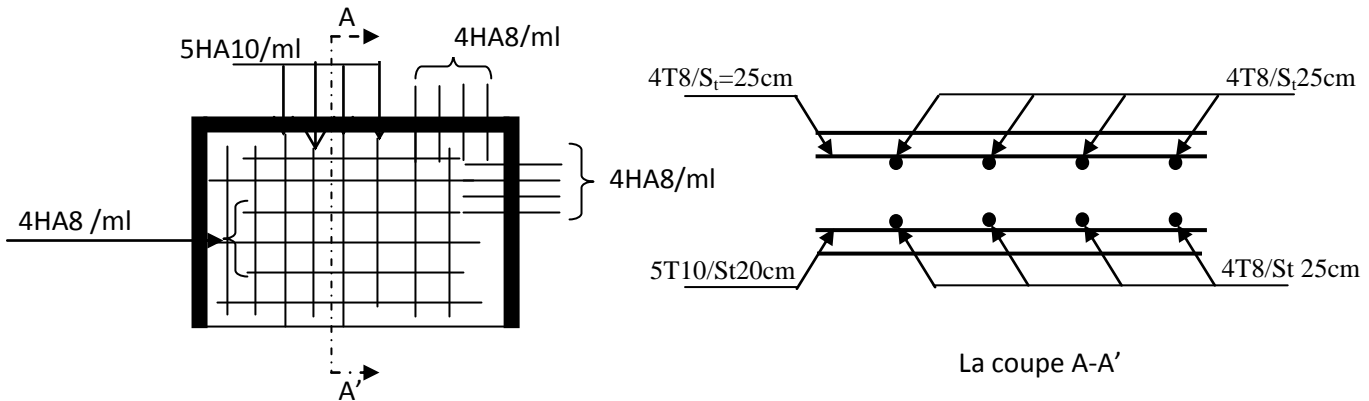


Fig.III.7 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

3. deuxième types : Dalle pleines sur 3 appuis (cage d'escalier)

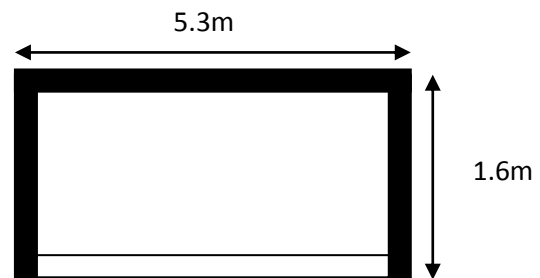
$L_x = 1.6m$

$L_y = 5.3m$

$L_x = 1.6 < L_y / 2 = 2.65m$

On est dans le deuxième cas donc :

$$\begin{cases} M_y^0 = q * \frac{L_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{q * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 * q * L_x^3}{3} \end{cases}$$



• **Charge et surcharge**

$G = 5.65 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul des sollicitations**

A L'ELU

$q_u = 1,35 * 5.65 + 1,5 * 2,5 = 11.37 \text{ KN/m}^2$

$M_y^0 = \frac{11.37 * 1.6^3}{6} = 7.76 \text{ KN.m}$

$M_x^0 = \frac{11.37 * 1.6^2 * 5.3}{2} - \frac{2 * 11.37 * 1.6^3}{3} = 46.09 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 39.18 \text{KN.m} \\ M_x^a = 0,4 * M_x^0 = 18.44 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 6.60 \text{KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 18.44 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

A L'ELS

$$q_s = 5.65 + 2.5 = 8.15 \text{KN/m}^2$$

$$M_y^0 = 5.56 \text{KN.m}$$

$$M_x^0 = 33.03 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 28.07 \text{KN.m} \\ M_x^a = 13.21 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 4.72 \text{KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 13.21 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

L'effort tranchant

$$V_x = 9.02 \text{KN.}$$

$$V_y = 0.25 \text{KN.}$$

- **Ferraillage**

$$b = 100 \text{cm, } h = 17 \text{cm, } d = 15 \text{cm, } f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

Element	Sens	Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St(cm)
Travée	X-X	39.18	0.122	0.163	0.140	8.04	4T16=8.04	25
	Y-Y	6.60	0.020	0.025	0.148	1.28	4T8=2.01	25
Appui		13.21	0.041	0.052	0.146	2.59	4T10=3.14	25

Tableau III.16: calcul des armatures principales.

- **Vérification**

Vérification de diamètre des barres

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 17 \text{mm.}$$

➤ Vérification à l'ELU

- **l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{9.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.060MPa < \bar{\tau} \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$\tau_u < 1.16MPa \dots$ vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81cm^2.$$

1,81 < 2.01..... vérifié.

- **Vérification des aciers minimaux dans la dalle**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 2.01 \geq \frac{8.04}{4} = 2.01 \dots \text{vérifié}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser}^x = 28.07KN.m.$$

$$M_{ser}^y = 4.72KN.m$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa$$

Sens x-x :

On a : $A_s = 8.04 cm^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_x = 0$$

$$50 y^2 + 120.6 y - 1809 = 0$$

$$y = 4.92 cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 1.62 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{28.07 * 10^{-3}}{1.62 * 10^{-4}} (0.0492) = 8.52Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 8.52Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

On a $A_s = 2.01 cm^2$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_y = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 452.25 = 0$$

$$y = 2.71 \text{ cm} = 0.0271 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_y - y)^2$$

$$I = 5.21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.72 * 10^{-3}}{5.21 * 10^{-5}} (0,0271) = 2.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Selon x - x

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.17}{1.6} = 0.106 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.106 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0147 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.32 \text{ cm.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.17}{5.3} = 0.032 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l_y} = 0.032 \leq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.005 = 1.03 \text{ cm.}$$

La flèche sera vérifiée à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	A (cm ²)	f _{gv} (mm)	f _{gq} (mm)	Δf _t (mm)	f _{lim} (mm)
x-x	0.906	1.20	1.73	22.12	0.05	0.05	0.04	3.2
y-y	9.94	13.22	19.07	5.65	17.28	12.44	9.94	10.30

Tableau III.17 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée suivant les deux sens.

❖ Le schéma de ferrailage

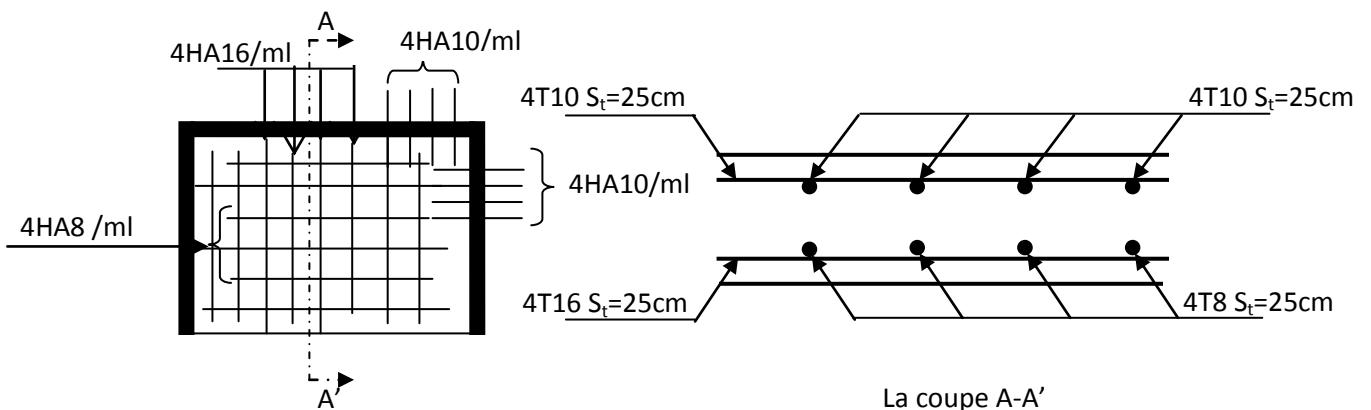


Fig.III.8 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier)

4. troisième types : Dalle pleines sur 4 appuis (cage d'escalier)

$$L_x = 1.45m$$

$$L_y = 5.3m$$

$$\rho = 0.27 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0u} = \frac{q_u Lx^2}{8}$$

- Charge et surcharge

$$G = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

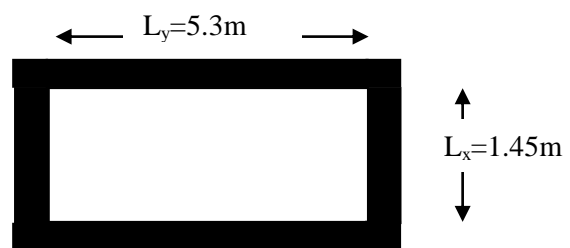


Fig. III.9 : Dalle sur 4 appuis

- **Calcul des sollicitations**

A L'ELU

$$q_u = 1,35 * 5.65 + 1,5 * 2,5 = 11.37 \text{KN/m}^2$$

$$M_x^0 = 2.98 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 2.54 \text{KN.m} \\ M_x^a = 0,4 * M_x^0 = 1.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

A L'ELS

$$q_s = 5.65 + 2.5 = 8.15 \text{KN/m}^2$$

$$M_x^0 = 2.14 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 1.82 \text{KN.m} \\ M_x^a = 0.86 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

a. Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{cm}, h = 14 \text{cm}, d = 12 \text{cm}, f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St(cm)
2.54	0.0124	0.0156	0.119	0.61	4T10=3.14	25
1.19	0.0058	0.0073	0.119	0.28	4T8=2.01	25

Tableau III.18: calcul des armatures principales.

b. armatures secondaires

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

$$A_r = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour : $S_t = 25 \text{cm}$

Vérification

➤ **Vérification à l'ELU**

- **l'effort tranchant**

$$b = 100 \text{cm}, d = 12 \text{cm}, V_u = 8.19 \text{KN.}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.068MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$\tau_u < 1.16MPa \dots \dots \dots$ vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45cm^2.$$

1,45 < 3.14vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$M_{ser} = 1.82KN.m.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15Mpa$$

$$\text{On a : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_x = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 4.71 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.82 * 10^{-3}}{4.71 * 10^{-5}} (0,0292) = 1.13Mpa$$

$\sigma_{bc} = 1.13Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots$ vérifiée.

• **Vérification de la flèche :**

1. $\frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.6} = 0.0875 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots$ vérifiée.

2. $\frac{h_t}{l_x} = 0.0875 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.0852 \dots \dots \dots$ vérifiée.

3. $\frac{A_s}{b * d} = 0.0026 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ Le schéma de ferrailage

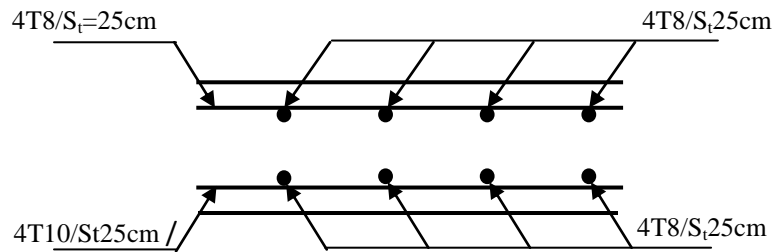


Fig. III. 10 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

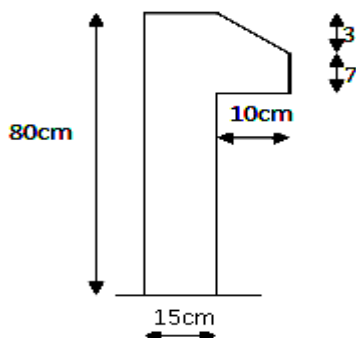


Fig.III.11 : L'acrotère

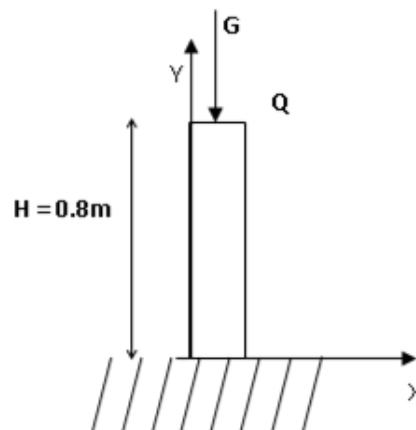


Fig.III.12 : Schéma statique de l'acrotère.

III.3.1.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.2. Evaluation des charges

- La surface : $S = 15 \times 80 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1285 \text{ cm}^2$
- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1285 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 3.21 \text{ KN}$

- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 2cm) : $\Rightarrow G_2 = 0.4KN$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $\Rightarrow G_3 = 0.36KN$
- Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.97KN$
- La charge due à la main courante : $Q=1KN$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.87 \Rightarrow F_p = 1.9KN$.

III.3.3. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g;Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.3cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 42.2cm$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.97KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.8 \Rightarrow M_Q = 0.8KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.9 \times 0.422 \Rightarrow M_{F_p} = 0.8KN.m$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.97	5.36	3.97
(M KN.m)	1.6	1.2	0.80

Tableau.III.19 : Combinaison d'action de l'acrotère.

III.3.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.223m; \quad \frac{h}{6} = 0.133m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.6m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc : } \begin{aligned} e_2 &= 0.0102m \\ e &= e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.253m \end{aligned}$$

III.3.5. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'E.L.U

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

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

$$d = 13 \text{ cm}$$

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

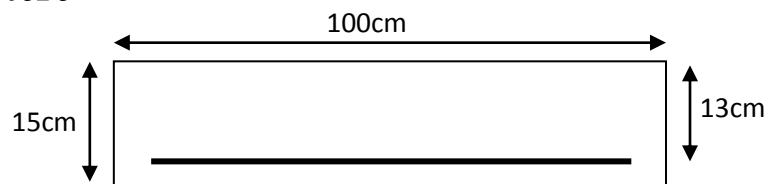


Fig. III.13 : Section à ferrailer.

$$N_u = 5.36KN ; M_u = N_u \times e = 5.36 \times 0.253 \Rightarrow M_u = 1.36KN.m$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.36 + 5.36 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.65KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0068) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0085;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.129m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.367cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.367 \times 10^{-4} - \frac{5.36 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.213cm^2$$

1. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

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

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

- **Armatures de répartition**

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

- **Espacement**

- Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
- Armatures de répartitions : $S_t \leq 80/3 = 26.66 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.15 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(3.75; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 3.75 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.9 + 1 \Rightarrow V_u = 2.9 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.0223 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **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.

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

$$\zeta_{es} = 2.9 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.10048) \rightarrow \zeta_{es} = 0.246 \text{ MPa}$$

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

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

2. Vérification à l'ELS

$$d = 0.13 \text{ m}; N_{\text{ser}} = 3.97 \text{ KN}; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.8 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **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.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.8/3.97) + (0.13 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.256 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.13 - 0.256 \Rightarrow c = -0.126 \text{ m.}$

$$c = -0.126 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.126)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.13 + 0.126}{1} \Rightarrow P = -0.047 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.126)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13 + 0.126)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0051 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.24 \Rightarrow y_{ser} = 0.114 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 6.45 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.97 \times 10^{-3}}{6.45 \times 10^{-3}} \times 0.114 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.97 \times 10^{-3}}{6.45 \times 10^{-3}} \times (0.13 - 0.114) \Rightarrow \sigma_s = 0.147 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

❖ Schéma de ferrailage

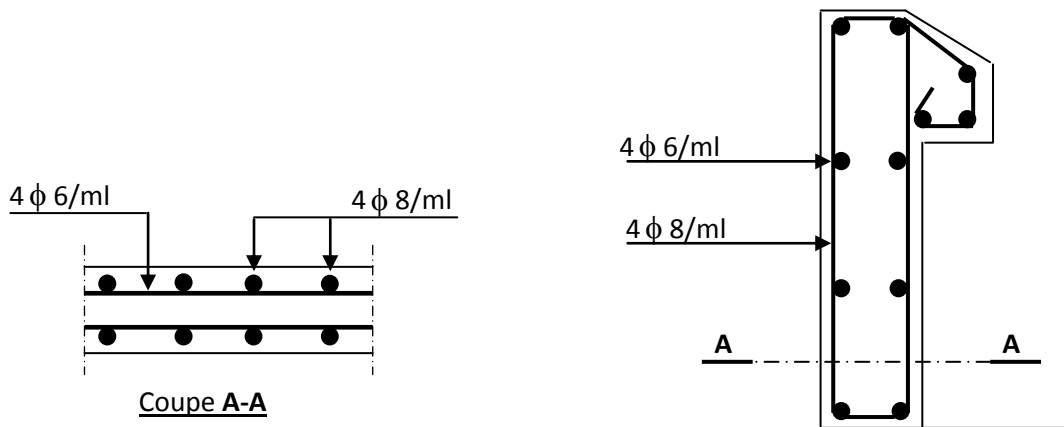


Fig. III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de l'ascenseur

III.4.1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur=210cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=180cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=200cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.8m$ et $l_y = 2.1m$ donc une surface $S = 1.8 \times 2.1 = 3.78m^2$.

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \text{ (Poids de la dalle en béton armé)}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \text{ (Poids du revêtement en béton)}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.78} = 38.36KN/m^2. \text{ (Poids de la machine)}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 44.46KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

III.4.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

➤ A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 61.521KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

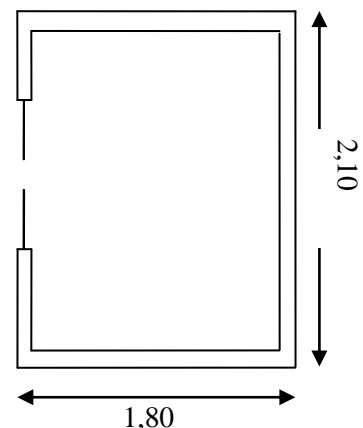


Fig.III.15 : cage d'ascenseur

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.88 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.97 \text{KNm}$$

III.4.4.1. Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.398 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.92 \text{KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.96 \text{KNm}$$

III.4.4.2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

En travée :

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0227$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.35 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0144$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.018$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168\text{m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.01 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

En appui :

$$\mu_{bu} = 0.0064$$

$$\alpha = 0.008$$

$$z = 0.179\text{m}$$

$$A_a = 0.47 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité

En travée

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.86$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.71cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.71cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.3	2.57	1.35	1.71	0.47	1.71	4T10=3.1 4	4T10=3.1 4
Sens y-y'	5.66	2.57	1.01	1.6	0.47	1.71	4T10=3.1 4	4T10=3.1 4

Tableau.III.20 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

a) Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 35.96 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 22.64 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{35.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.199 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié (les armatures}$$

transversales sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 44.46 + 1 = 45.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.336 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.612 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.085 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.620 \text{ KNm}$$

a) Vérification des contraintes

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}; y = 3.673 \text{ cm}; I = 11319.623 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.298 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}; y = 3.558 \text{ cm}; I = 10011.775 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

III.4.5. Cas d'une charge concentrée

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

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

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

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

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

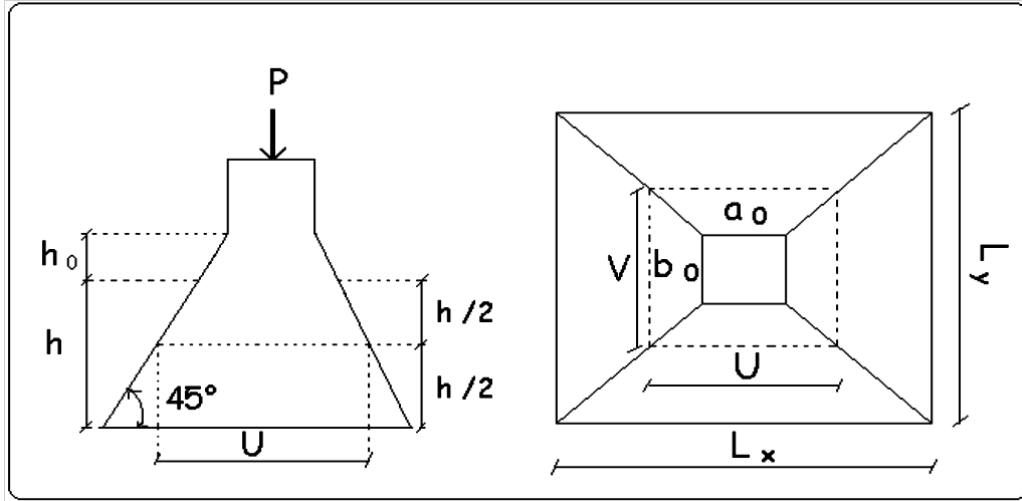


Fig.III.16 : Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 110 \text{ cm} \\ b_0 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}. \\ v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}. \end{cases}$$

III.4.5.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.77 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.66 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.072$ et $M_2 = 0.057$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.027 \text{KNm} \\ M_{y1} = 5.56 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.56 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.1 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par l'annexe4.

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.587 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.66 \text{KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 2.57 \text{KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 7.3 \text{KN.m}, M_{ty} = 0.85M_y = 5.66 \text{KN.m}$$

III.4.5.2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	7.3	2.57	1.178	1.71	0.412	1.71	4T10=3.1 4	4T10=3.1 4
Sens y-y	5.66	2.57	0.913	1.6	0.412	1.6	4T10=3.1 4	4T10=3.1 4

Tableau III.21 : ferrailage de la dalle de la salle des machines

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140) \quad Q_u = 97.6 \text{ KN}$$

$$U_c = 560 \text{ cm.} \quad 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 840 \text{ KN}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5 \quad Q_u \leq 840 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

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

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

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

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

c) Espacement des barres :

Sens x-x' :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens y-y' :

$$S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 72.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.057) = 7.03 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 72.3 \times (0.057 + 0.2 \times 0.072) = 5.16 \text{ KNm} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.3 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.03 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.33 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.19 \text{KNm} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.08 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.26 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 2.50 \text{KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x :

$$y = 3.673 \text{cm} ; I = 11319.623 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y:

$$y = 3.558 \text{cm} \text{ et } I = 10011.775 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.87 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- b) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- c) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} h / l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 & (1). \\ h / l = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.08}{10 \times 8.33} = 0.085 & (2). \\ A / b.d = 0.0018 \leq 4,2 / f_e = 0.01 & (3). \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage

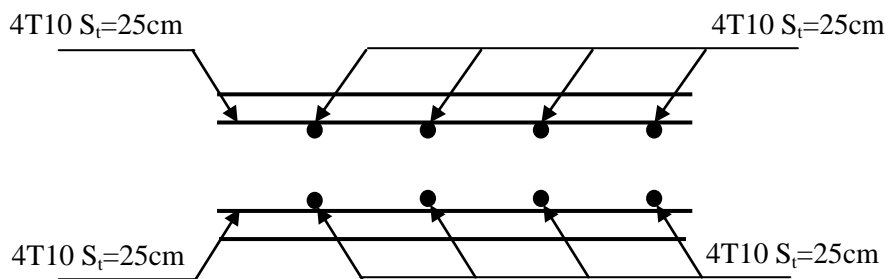


Fig. III.17 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

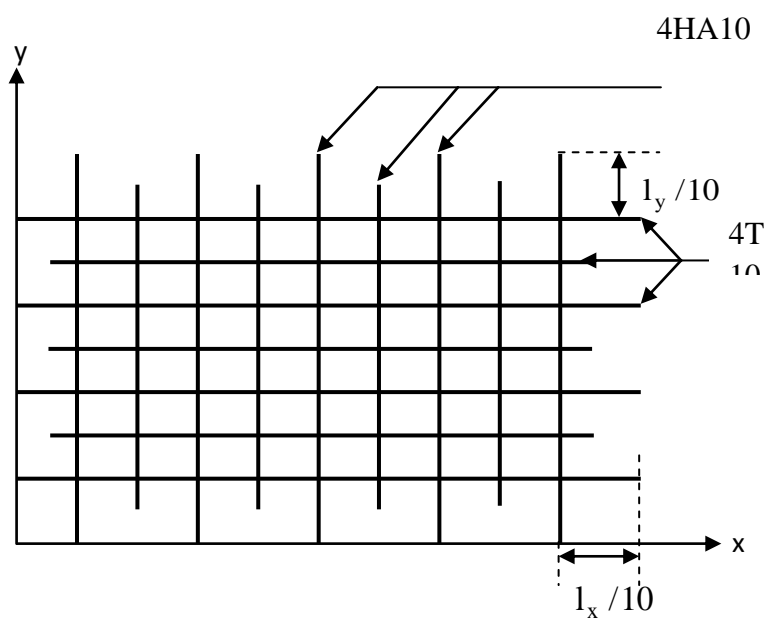


Fig. III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle

III.5. Calcul des escaliers

III.5.1. Calcul d'escalier type I (2volées):

La volée I :

Cette volée est composée de :

- Un palier d'épaisseur 17cm.
- une volée d'épaisseur 17cm.
- giron de 27cm.
- Contre marche de 17cm.

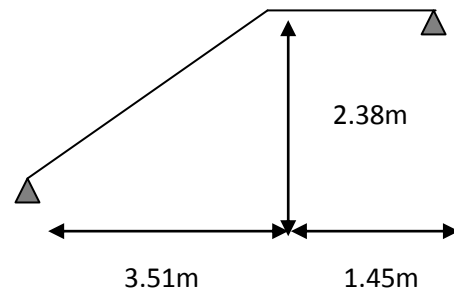


Fig III.19 : Schéma statique

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

• Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 9.27 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

• Moments et efforts tranchants :

a. l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 9.27 + 1.5 \times 2.5 = 16.26 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 2.5 = 11.37 \text{KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 39.30 \text{KN}$$

$$R_B = 34.28 \text{KN}$$

$$M_0 = 47.48 \text{KN} . \text{m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0,75 M_0 = 35.61 \text{KN} . \text{m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 23.74 \text{KN} . \text{m}$$

$$V_{\text{Elu}} = 39.30 \text{KN}$$

b. l'ELS :

$$q_v = 9.27 + 2.5 = 11.77 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_p = 5.65 + 2.50 = 8.15 \text{KN} / \text{m}$$

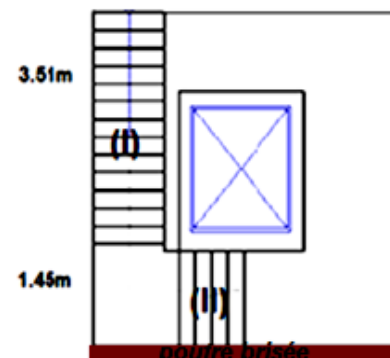


Fig. III.20 : la vue en plan de l'escalier

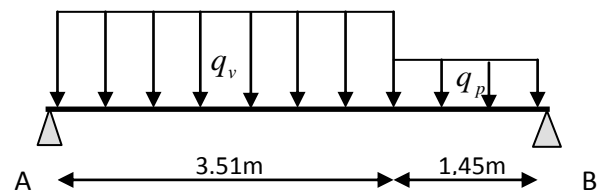


Fig. III.21 : Schéma statique avec chargement

Après calcul on trouve :

$$R_A = 28.42KN$$

$$R_B = 24.70KN$$

$$M_0 = 34.31KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 25.73KN.m$$

$$M_a = 0,5M_0 = 17.15KN.m$$

$$V_{ser} = 28.42KN$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée : $M_t = 35.61KN.m$

En appuis : $M_a = 23.74KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 15 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

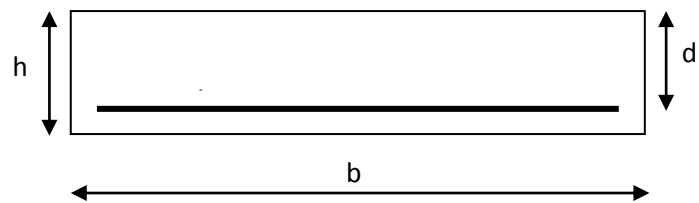


Fig. III.22 : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M (KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	St(cm)
En travée	35.61	0.111	0.148	0.141	7.25	5T14=7.7	20
En appuis	23.74	0.074	0.096	0.144	4.73	5T12=5.65	20

Tableau. III.22 : Résumé des résultats de ferrailage.

• **Vérifications :**

a) **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,15.2,1/400 = 1,81cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{39.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0,262 \text{MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,262 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa}$Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{cm}^2 / m$$

$$A_t \geq 1.92 \text{cm}^2 / m$$

On choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2 / m$$

$$A_a \geq 1.41 \text{cm}^2 / m$$

On choisit : 3T8 = 1,51 cm²/m

Ecartement des barres :

Armatures de répartition :

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

$$S_t \leq \min(68; 45) \text{cm}$$

$$S_t \leq 45$$

On prend $S_t = 25 \text{cm}$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2,83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 1,4 \times 3,14 = 21,98 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{28,42 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,15 \times 21,98 \times 10^{-2}} = 0,957 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

En travée :

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

$$50 \times y^2 + 115,5 \times y - 1732,5 = 0$$

$$y = 4,84 \text{ cm}$$

$$I = 15701,88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25,73 \times 10^{-3}}{15701,88 \times 10^{-8}} \times 0,0484 = 7,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,49 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

En appuis :

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84,75 \times y - 1271,25 = 0$$

$$y = 4,26 \text{ cm}$$

$$I = 12352,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,15 \times 10^{-3}}{12352,66 \times 10^{-8}} \times 0,0426 = 5,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{17}{496} = 0,034 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{h}{b} = 0,17 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25,73}{10 \times 34,31} = 0,075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{7,70}{100 \times 15} = 0,0051 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont comme suit :

$$y = 4.84 \text{ cm}, I = 15701.88 \text{ cm}^4, I_0 = 33004.87 \text{ cm}^4, \rho = 0,00513, \lambda_i = 4.09, \lambda_v = 1.63$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

	j (charges permanentes sans revêtements)	g (charges permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	7.01	9.27	11.77
Palier	4.25	5.65	8.15

Avec:

$$q_{jser} = \frac{(7.01 \times 3.51) + (4.25 \times 1.45)}{(3.51 + 1.45)} = 6.20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = \frac{(9.27 \times 3.51) + (5.65 \times 1.45)}{(3.51 + 1.45)} = 8.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = \frac{(11.77 \times 3.51) + (8.15 \times 1.45)}{(3.51 + 1.45)} = 10.71 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 16.21 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 21.46 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 27.99 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 177.81 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 235.17 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 298.06 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.36 ; \mu_g = 0.46 ; \mu_p = 0.55$$

$$I_{f_{ij}} = 20386.54 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 17492.77 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 15511.21 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 28805.40 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.68 \text{ cm} ; f_{gi} = 1.06 \text{ cm} ; f_{pi} = 1.51 \text{ cm} ; f_{gv} = 1.93 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.7 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{496}{500} = 0.992 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La flèche n'est toujours pas vérifiée \Rightarrow on augmente l'épaisseur.

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
16.21	21.46	27.99	9.22	9.92	vérifiée

Tableau III.23 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow On adopte pour l'escalier à deux volée une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ ou lieu de 17 cm .

❖ Schéma ferrailage

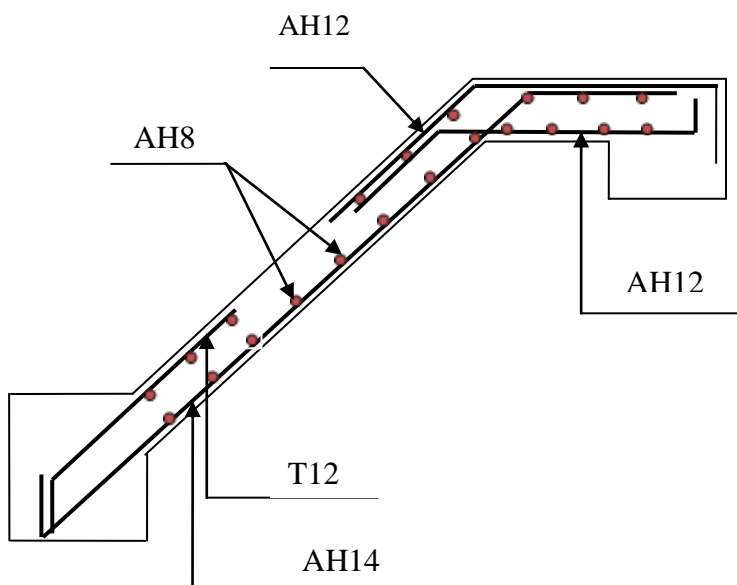


Fig.III.23 : Schémas du ferrailage de la volée I de l'escalier type I

Pour la volée (II) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

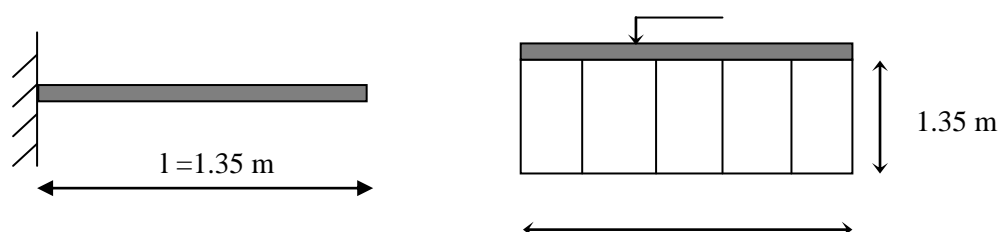


Fig. III.24 : Schéma statique de la volée (II)

• **Les charges :**

$$G = 9.27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 16.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 14.81 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l = 21.95 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_{Ser} = G + Q = 5.98 + 2.5 = 11.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_S = \frac{q_S l^2}{2} = 10.72 \text{ KN.m}$$

$$V_S = q_S l = 15.88 \text{ KN.}$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$\mu_{bu} = 0.046$$

$$\alpha = 0.0595$$

$$z = 0.146 \text{ m}$$

$$A = 2.90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 1.0 \cdot 15.21 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

c) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{21.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

a) Vérification des contraintes :

$$A=3.14\text{cm}^2, \quad Y=3.31\text{cm}, \quad I = 7645.32\text{cm}^4$$

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

$\sigma_{bc} = 4.64\text{MPa} < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

b) Vérification de la flèche :

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{17}{135} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,062$ Condition vérifiée.

(2) : $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0,00209 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$ Condition vérifiée.

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc il est inutile de la vérifier

❖ **Schéma de ferrailage**

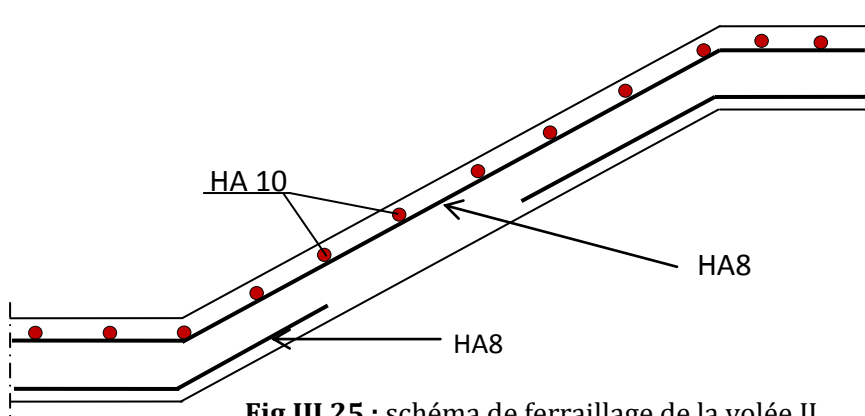


Fig.III.25 : schéma de ferrailage de la volée II

III.5.1. Calcul d'escalier type II (3 volées)

1. Escalier de RDC

La volée I :

Cette volée est composée de :

- deux paliers d'épaisseur 17cm.
- une volée d'épaisseur 17cm.
- giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

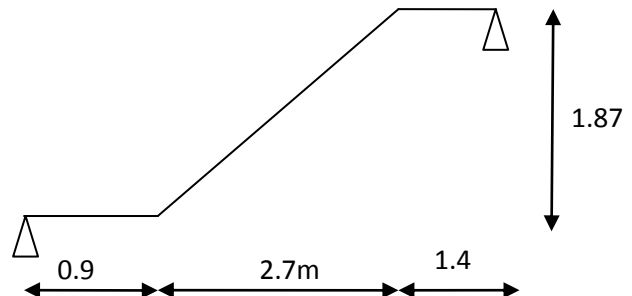


Fig.III.26 : schéma statique de la volée I

Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.65\text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 9.27\text{KN} / \text{m}^2$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Moments et efforts tranchants :

a. l'ELU

$$q_v = 16.26 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 11.37 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 35.70 \text{ KN}$$

$$R_B = 34.38 \text{ KN}$$

$$M_0 = 47.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0,75 M_0 = 35.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 23.72 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{Elu}} = 35.70 \text{ KN}$$

a. l'ELS :

$$q_v = 11.77 \text{ KN} / \text{ml}$$

Fig.III.28 : Schéma statique avec chargement

$$q_p = 8.15 \text{ KN} / \text{ml}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 25.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.77 \text{ KN}$$

$$M_0 = 34.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0,75 M_0 = 25.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = 25.75 \text{ KN}$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\text{En travée : } M_t = 35.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 23.72 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 15 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

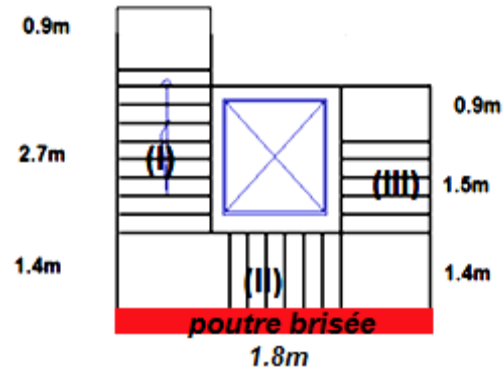


Fig.III.27 : la vue en plan de l'escalier

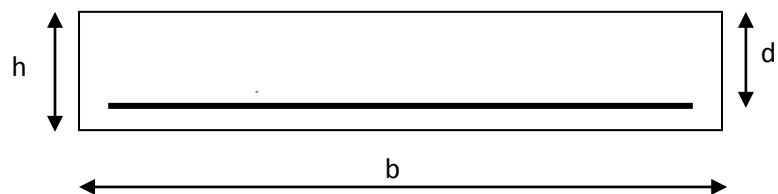
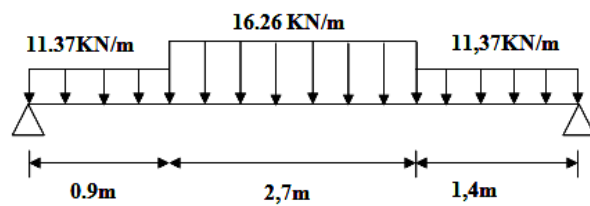


Fig III.29 : Section à ferrailier

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	$M(KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)	$St(cm)$
En travée	35.58	0.111	0.148	0.141	7.25	5T14=7.70	20
En appuis	23.72	0.074	0.096	0.144	4.73	5T12=5.65	20

Tableau III.24 : Résumé des résultats de ferrailage.

• **Vérifications :**

a) **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,15.2,1/400 = 1,81cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35,70 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,238MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25MPa$$

$\tau_u = 0,238MPa < 1,25MPa$Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92cm^2 / m$$

$$A_t \geq 1,92cm^2 / m$$

On choisit : 4T8 = 2,01cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41cm^2 / m$$

$$A_a \geq 1,41cm^2 / m$$

On choisit : 3T8 = 1,51cm²/m

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures de répartition :

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

$$St \leq \min(68; 45) \text{ cm}$$

$$St \leq 45$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 1.4 \times 3.14 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{25.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 21.98 \times 10^{-2}} = 0.867 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

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

$$50 \times y^2 + 115.5 \times y - 1732.5 = 0$$

$$y = 4.84 \text{ cm}$$

$$I = 15701.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25.71 \times 10^{-3}}{15701.88 \times 10^{-8}} \times 0.0484 = 7.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

En appuis :

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84.75 \times y - 1271.25 = 0$$

$$y = 4.26 \text{ cm}$$

$$I = 12352.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.14 \times 10^{-3}}{12352.66 \times 10^{-8}} \times 0.0426 = 5.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{17}{500} = 0,034 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{h}{b} = 0,17 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25.71}{10 \times 34.28} = 0,075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 15} = 0,0051 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont comme suit :

$$y = 4.84 \text{ cm}, I = 15701.88 \text{ cm}^4, I_0 = 33004.87 \text{ cm}^4, \rho = 0,00513, \lambda_i = 4.09, \lambda_v = 1.63$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

	j (charges permanentes sans revêtements) (KN/ml)	g (charges Permanentes avec revêtements) (KN/ml)	P (charges combinées) (KN/ml)
Volée	7.01	9.27	11.77
Palier	4.25	5.65	8.15

Avec:

$$q_{jser} = \frac{(4.25 \times 0.9) + (7.01 \times 2.7) + (4.25 \times 1.4)}{(0.9 + 2.7 + 1.4)} = 5.74 \text{ KN / ml}$$

$$q_{gser} = \frac{(5.65 \times 0.9) + (9.27 \times 2.7) + (5.65 \times 1.4)}{(0.9 + 2.7 + 1.4)} = 7.60 \text{ KN / ml}$$

$$q_{pser} = \frac{(8.15 \times 0.9) + (11.77 \times 2.7) + (8.15 \times 1.4)}{(0.9 + 2.7 + 1.4)} = 10.10 \text{ KN / ml}$$

Le résultat de la flèche est dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
15.24	20.18	26.82	14.49	10.00	Non vérifiée

Tableau III.25 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 17$ cm

On prend $e = 20$ cm :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
15.24	20.18	26.82	8.88	10.00	vérifiée

Tableau III.26 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 20$ cm

⇒ On adopte pour la volée(I) de l'escalier du RDC une épaisseur $e = 20$ cm ou lieu de 17 cm.

❖ Schéma de ferrailage

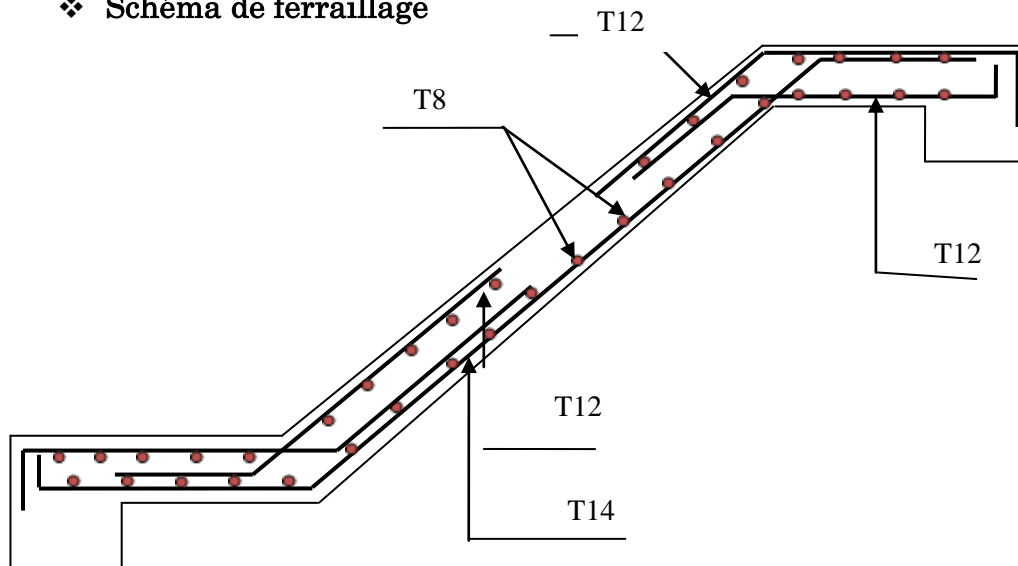


Fig.III.30 : Schémas du ferrailage de la volée I de l'escalier type II(RDC)

La volée III :

Cette volée est composée de :

- deux paliers d'épaisseur 17cm.
- une volée d'épaisseur 17cm.
- giron de 20cm.
- Contre marche de 17cm.
- **Charges et surcharges :**

Palier : $G_{palier} = 5.65 \text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 9.27 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$

- **Moments et efforts tranchants :**

b. l'ELU

$q_v = 16.26 \text{KN} / \text{ml}$

$q_p = 11.37 \text{KN} / \text{ml}$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 24.80 \text{KN}$

$R_B = 25.76 \text{KN}$

$M_0 = 25.98 \text{KN.m}$

$M_t^{\max} = 0,75 M_0 = 19.48 \text{KN.m}$

$M_a = 0,5 M_0 = 13 \text{KN.m}$

$V_{Elu} = 25.76 \text{KN}$

b. l'ELS :

$q_v = 11.77 \text{KN} / \text{ml}$

$q_p = 8.15 \text{KN} / \text{ml}$

Après calcul on trouve :

$R_A = 17.84 \text{KN}$

$R_B = 18.55 \text{KN}$

$M_0 = 18.75 \text{KN.m}$

$M_t^{\max} = 0,75 M_0 = 14.06 \text{KN.m}$

$M_a = 0,5 M_0 = 9.37 \text{KN.m}$

$V_{ser} = 18.55 \text{KN}$

- **Calcul du ferrailage :**

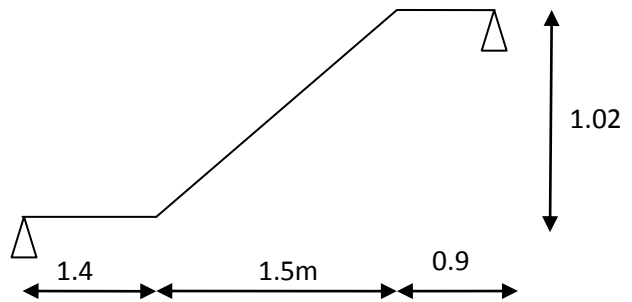


Fig. III.31 : schéma statique de la volée I

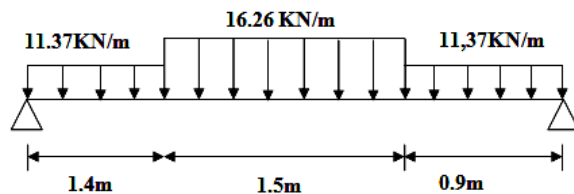


Fig.III.32 : Schéma statique avec chargement

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 19.48 \text{KN.m}$

En appuis: $M_a = 13 \text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 15 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M(KN.m)	μ	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	St(cm)
En travée	19.48	0.061	0.079	0.145	3.85	4T12=4.52	1.81	25
En appuis	13	0.0407	0.052	0.146	2.54	4T10=3.14	1.81	25

Tableau III.27 : Résumé des résultats de ferrailage.

• **Vérifications :**

Les vérifications de l'effort tranchant et des espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification Vu		espacement	
Vu (KN)	25.76	Sens principal	$St \leq \min(3 \times h; 33) = 33 \text{cm}$
τ_u (MPa)	0.171	Sens secondaire	$St \leq \min(4 \times h; 45) = 45 \text{cm}$
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	Espacement pris	25cm
Observation	vérifiée	observation	vérifiée

Tableau III.28 : Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement.

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,171 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa}$Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_t \geq 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1.51 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_a \geq 0.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1,51 cm²/m

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 4 \times 1,2 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{18.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 15.07 \times 10^{-2}} = 0.911 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	M(KN.m)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	observation
En travée	14.06	3,88	10330.8	5.28	15	vérifiée
En appui	9.37	2.92	7703.03	3.55	15	vérifiée

Tableau III.29 : Vérification de l'état limite de compression.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{17}{380} = 0,044 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{h}{b} = 0,17 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14,06}{10 \times 18,75} = 0,075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont comme suit :

$$q_{jser} = \frac{(4,25 \times 1,4) + (7,01 \times 1,5) + (4,25 \times 0,9)}{(0,9 + 1,5 + 1,4)} = 5,33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = \frac{(5,65 \times 0,9) + (9,27 \times 1,5) + (5,65 \times 1,4)}{(0,9 + 1,5 + 1,4)} = 7,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = \frac{(8,15 \times 0,9) + (11,77 \times 1,5) + (8,15 \times 1,4)}{(0,9 + 1,5 + 1,4)} = 9,57 \text{ KN/ml}$$

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
8.17	10.84	13.17	4.33	7.60	vérifiée

Tableau III.30 : résultat de la flèche pour la volée (II).

❖ Schéma de ferrailage

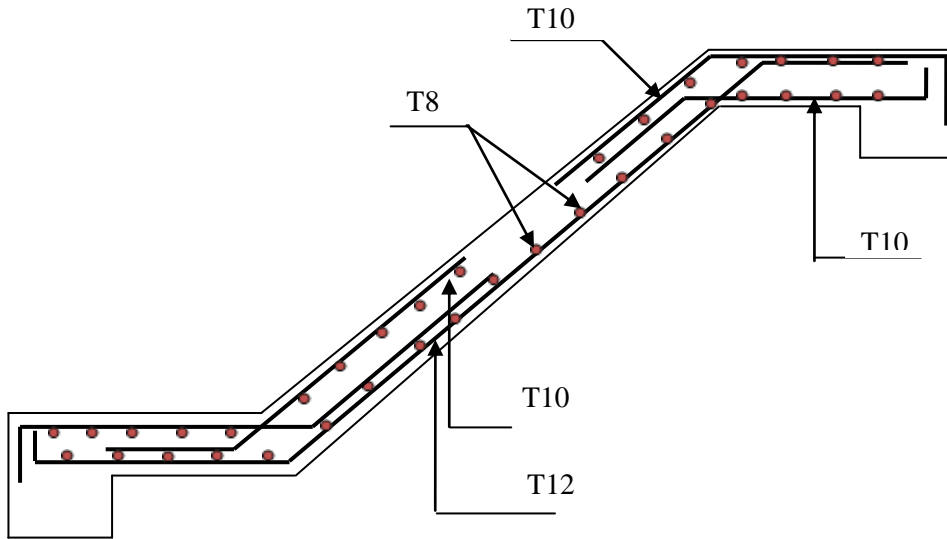


Fig.III.33 : Schémas du ferrailage de la volée III de l'escalier type II(RDC)

Pour la volée (II) :

La volée (II) sera ferrillée de la même manière que celle de l'escalier type (I) volée (II)

2. Escalier du 1^{er} et étages courant (3 volées)

• **Volée I**

Cette volée est composée de :

- Un palier d'épaisseur 14cm.
- une volée d'épaisseur 14cm.
- giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

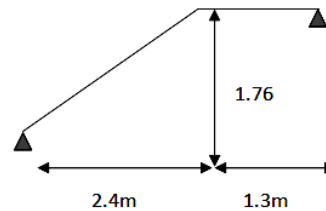


Fig. III.34. Schéma statique.

• **Charges et surcharges :**

Palier : $G_{palier} = 4.9KN/m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.34KN/m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN/m^2$

• **Moments et efforts tranchants :**

c. l'ELU

$q_v = 15KN/ml$

$q_p = 10.36KN/ml$

Par la méthode RDM on trouve :

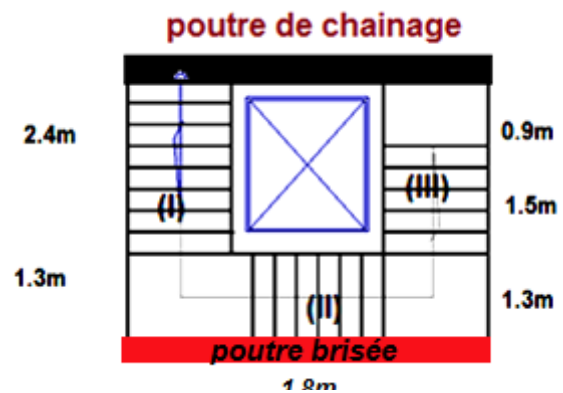


Fig.III.35 : la vue en plan de l'escalier

$$R_A = 26.70KN$$

$$R_B = 22.79KN$$

$$M_0 = 23.75KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 17.81KN.m$$

$$M_a = 0,5M_0 = 11.87KN.m$$

$$V_{Elu} = 26.70KN$$

c. l'ELS :

$$q_v = 10.84KN / ml$$

$$q_p = 7.4KN / ml$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 19.26KN$$

$$R_B = 16.36KN$$

$$M_0 = 17.12KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 12.84KN.m$$

$$M_a = 0,5M_0 = 8.56KN.m$$

$$V_{ser} = 19.26KN$$

• Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	Mu(KN.m)	μ	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	St(cm)
En travée	17.81	0.087	0.114	0.114	4.47	6T10=4.71	1.44	16.5
En appuis	11.87	0.058	0.075	0.116	2.93	6T8=3.02	1.44	16.5

Tableau III.31 : Résumé des résultats de ferrailage.

• Vérifications :

Les vérifications de l'effort tranchant et des espacements sont résumés dans le tableau suivant :

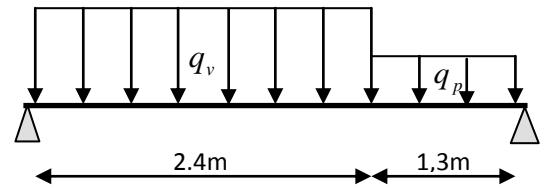


Fig.III.36 : Schéma statique avec chargement

Vérification Vu		espacement	
Vu (KN)	26.70	Sens principal	$St \leq \min(3 \times h; 33) = 33\text{cm}$
τ_u (MPa)	0.222	Sens secondaire	$St \leq \min(4 \times h; 45) = 45\text{cm}$
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	Espacement pris	16.5cm
observation	vérifiée	observation	vérifiée

Tableau III.32 : Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement.

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,222\text{MPa} < 1,25\text{MPa}$Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_t \geq 1,17\text{cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1.51cm²/m

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4}$$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,75\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_a \geq 0,75\text{cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1,51cm²/m

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \tau_{\text{ser}}^-$$

$$\tau_{\text{ser}}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83\text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d. \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 1 \times 3,14 = 18,84\text{cm}.$$

$$\tau_u = \frac{19.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.946 \text{ MPa.}$$

$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	M(KN.m)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	observation
En travée	12.84	3.47	6533.28	6.82	15	vérifiée
En appui	8.56	2.87	4564.06	5.38	15	vérifiée

Tableau III.33 : Vérification de l'état limite de compression.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{14}{370} = 0,037 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

(2) : $\frac{h}{b} = 0,14 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{17.81}{10 \times 23.75} = 0,074 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

(3) : $\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 12} = 0,0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont comme suit :

	j (charges permanentes sans revêtements) (KN/ml)	g (charges Permanentes avec revêtements) (KN/ml)	P (charges combinés) (KN/ml)
Volée	6.08	8.34	10.84
Palier	3.5	4.9	7.4

Avec:

$$q_{jser} = \frac{(6.08 \times 2.4) + (3.5 \times 1.3)}{(2.4 + 1.3)} = 5.17 \text{ KN / ml}$$

$$q_{gser} = \frac{(8.34 \times 2.4) + (4.9 \times 1.3)}{(2.4 + 1.3)} = 7.13 \text{ KN / ml}$$

$$q_{pser} = \frac{(10.84 \times 2.4) + (7.4 \times 1.3)}{(2.4 + 1.3)} = 9.63 \text{ KN / ml}$$

Le résultat de la flèche est dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_P (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
7.52	10.37	14.00	8.53	7.40	Non vérifiée

Tableau III.34 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 14$ cm

On augmente l'épaisseur, on prend $e = 15$ cm :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_P (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
7.52	10.37	14.00	6.87	7.40	vérifiée

Tableau III.35 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 15$ cm

❖ Schéma de ferrailage

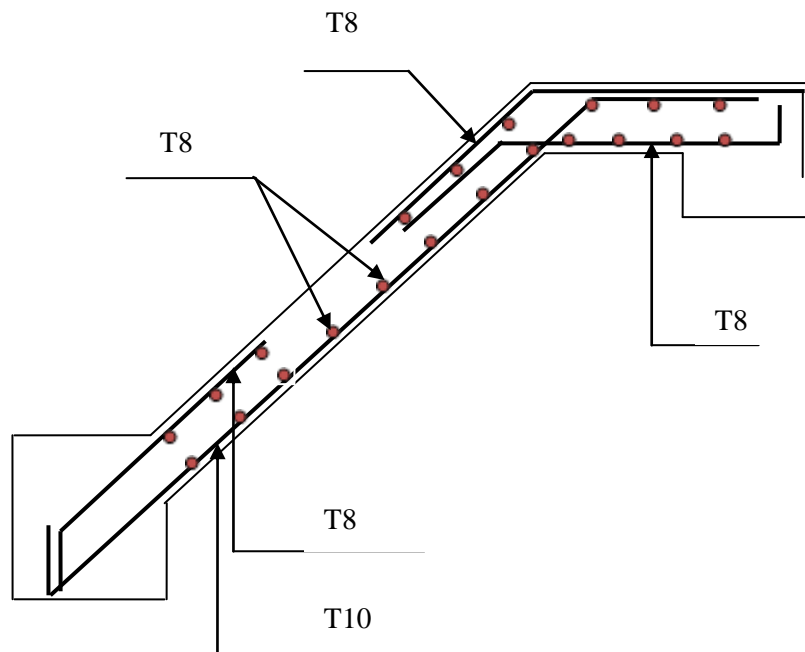


Fig.III.37 : Schémas du ferrailage de la volée I de l'escalier type II (étage courant)

- **Volée III**

- **Charges et surcharges :**

Palier : $G_{palier} = 4.9 \text{KN/m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.34 \text{KN/m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{KN/m}^2$

- **Moments et efforts tranchants :**

d. l'ELU

$q_v = 15.00 \text{KN/ml}$

$q_p = 10.36 \text{KN/ml}$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 22.28 \text{KN}$

$R_B = 23.03 \text{KN}$

$M_0 = 22.79 \text{KN.m}$

$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 17.09 \text{KN.m}$

$M_a = 0,5M_0 = 11.4 \text{KN.m}$

$V_{Elu} = 23.03 \text{KN}$

d. l'ELS :

$q_v = 10.84 \text{KN/ml}$

$q_p = 7.4 \text{KN/ml}$

Après calcul on trouve :

$R_A = 16 \text{KN}$

$R_B = 16.54 \text{KN}$

$M_0 = 16.40 \text{KN.m}$

$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 12.30 \text{KN.m}$

$M_a = 0,5M_0 = 8.20 \text{KN.m}$

$V_{ser} = 16.54 \text{KN}$

- **Calcul du ferrailage :**

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

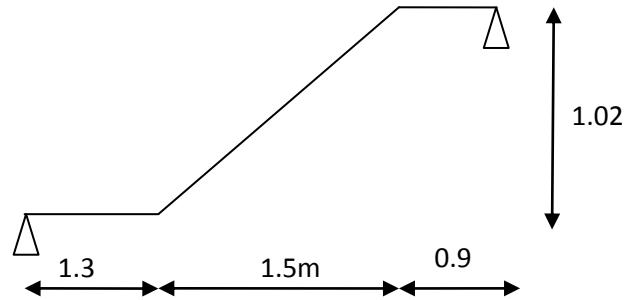


Fig.III.38 : schéma statique de la volée I

	Mu(KNm)	μ	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	St(cm)
En travée	17.09	0.083	0.109	0.114	4.28	6T10=4.71	1.44	16.5
En appuis	11.40	0.055	0.071	0.116	2.81	6T8=3.02	1.44	16.5

Tableau III.36 : Résumé des résultats de ferrailage.

• **Vérifications :**

Les vérifications de l'effort tranchant et des espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification Vu		espacement	
Vu (KN)	23.03	Sens principal	$St \leq \min(3 \times h; 33) = 33\text{cm}$
τ_u (MPa)	0.191	Sens secondaire	$St \leq \min(4 \times h; 45) = 45\text{cm}$
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	Espacement pris	16.5cm
observation	vérifiée	observation	vérifiée

Tableau III.37 : Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement.

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,191\text{MPa} < 1,25\text{MPa}$Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17\text{cm}^2/m$$

$$A_t \geq 1,17\text{cm}^2/m$$

On choisit : 3T8 = 1.51cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,75\text{cm}^2/m$$

$$A_a \geq 0,75\text{cm}^2/m$$

On choisit : 3T8 = 1,51cm²/m

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d. \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 1 \times 3.14 = 18.84 \text{cm.}$$

$$\tau_u = \frac{16.54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.812 \text{MPa.}$$

$\tau_{ser} < \tau_{ser}^-$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	M(KN.m)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	observation
En travée	12.30	3.47	6533.28	6.53	15	vérifiée
En appui	8.20	2.87	4564.06	5.15	15	vérifiée

Tableau III.38 : Vérification de l'état limite de compression.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{14}{370} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ Condition non vérifiée.

(2) : $\frac{h}{b} = 0.14 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.3}{10 \times 16.40} = 0.075$ Condition vérifiée.

(3) : $\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 12} = 0.0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ Condition vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont comme suit :

	j (charges permanentes sans revêtements) (KN/ml)	g (charges Permanentes avec revêtements) (KN/ml)	P (charges combinées) (KN/ml)
Volée	6.08	8.34	10.84
Palier	3.5	4.9	7.4

Le résultat de la flèche est dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
6.60	9.14	12.78	7.59	7.40	Non vérifiée

Tableau III.39 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 14$ cm

On augmente l'épaisseur, on prend $e = 15$ cm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
6.60	9.14	12.78	6	7.40	vérifiée

Tableau III.40 : résultat de la flèche pour l'escalier avec $e = 15$ cm

❖ Schéma de ferrailage

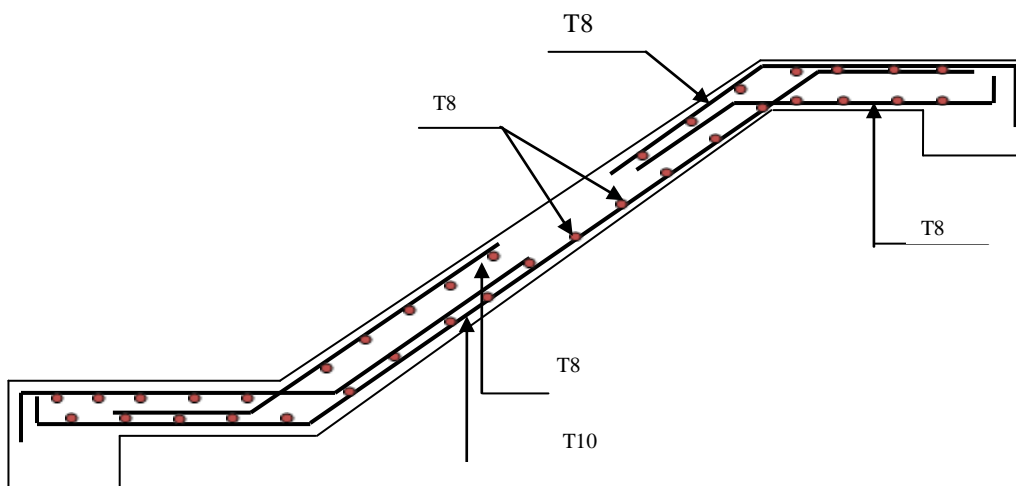


Fig.III.39 : Schémas du ferrailage de la volée III l'escalier type II (étage courant)

Pour la volée (II) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

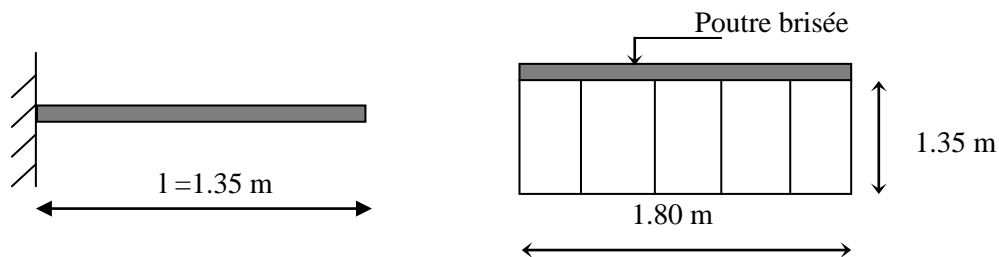


Fig. III.40 : Schéma statique de la volée (II)

- **charges et surcharges :**

Volée : $G_{paillasse} = 8.34 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$

- **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 15 \text{KN} / \text{m}^2$

$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 13.66 \text{KN.m}$

$V_u = q_u l = 20.25 \text{KN.m}$

A l'ELS :

$q_{ser} = G + Q = 10.84 \text{KN} / \text{m}^2$

$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 19.87 \text{KN.m}$

$V_s = q_s l = 14.63 \text{KN}.$

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$\mu_{bu} = 0.067$

$\alpha = 0.086$

$z = 0.115 \text{m}$

$A = 3.39 \text{cm}^2 / \text{ml}$

on choisit 5T10 = $3.93 \text{cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures transversales :

$A_t = \frac{A}{4} = 0.98 \text{cm}^2$. On choisit des 4T8 = 2.01cm^2

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,12.2,1/400 = 1,44 \text{cm}^2 / \text{ml}.$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- c) **Calcul des espacements :**

$S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}$ On adopte $S_t = 20 \text{cm}$

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

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

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,168 \text{MPa} < \tau_u^- \quad \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

Vérification à l'ELS :

d) Vérification des contraintes :

$$A = 3.93 \text{cm}^2, \quad Y = 3.21 \text{cm}, \quad I = 5657.25 \text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 11.27 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \quad \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

e) Vérification de la flèche :

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{14}{180} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0,00327 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc il est inutile de la vérifier.

• **Schéma de ferrailage**

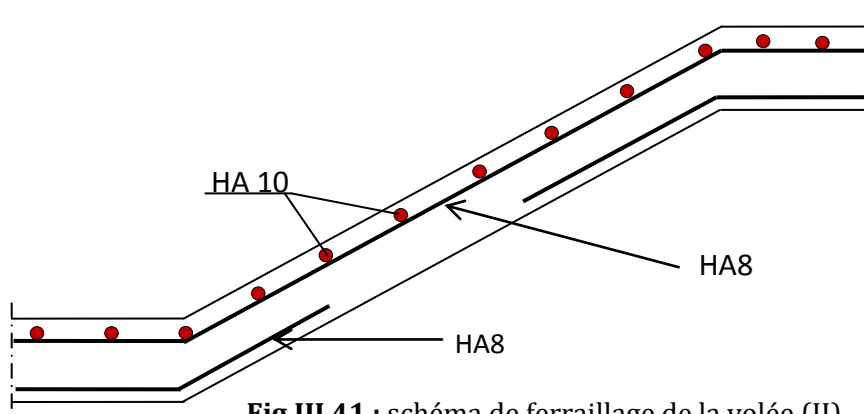


Fig.III.41 : schéma de ferrailage de la volée (II)

III.5.2. L'étude de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Dimensionnement :**

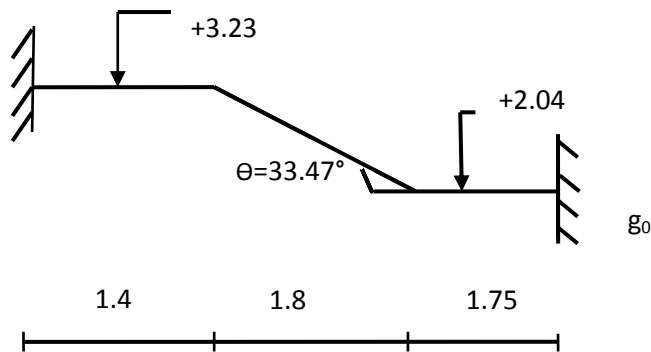


Fig.III.42 : Poutre brisée

$$L = 1.45 + 1.8 / \cos 33.47 + 1.75 = 5.35 \text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10}$$

$$35.66 \text{cm} \leq h \leq 53.5 \text{cm}.$$

Soit : $h = 40 \text{cm}$ et $b = 30 \text{cm}$

Vérification des conditions du RPA :

$b \geq 20 \text{cm}$ vérifiée.

$h \geq 30 \text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{4} \leq 4$ vérifiée.

Chargement repris par la poutre brisée

$$g_0 = 0,3 * 0,4 * 25 = 3 \text{KN/m (poids propre de la partie horizontale)}.$$

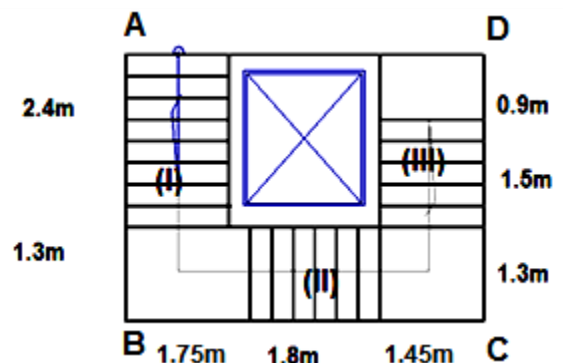
$$g_1 = 25 * 0,4 * 0,3 / \cos 33,47 = 3,59 \text{KN/ml (poids propre de la partie inclinée)}.$$

Le poids du mur extérieur : $g = 2,8 * 1,95 =$

$$5,46 \text{KN/ml}.$$

Les charges transmises par l'escalier :

$$R_b = 22,79 \text{KN/ml}, R_c = 23,03 \text{ et } R_v = 20,25 \text{LN/ml}$$



Avec :

R_b : Réaction au point B de la première volée.

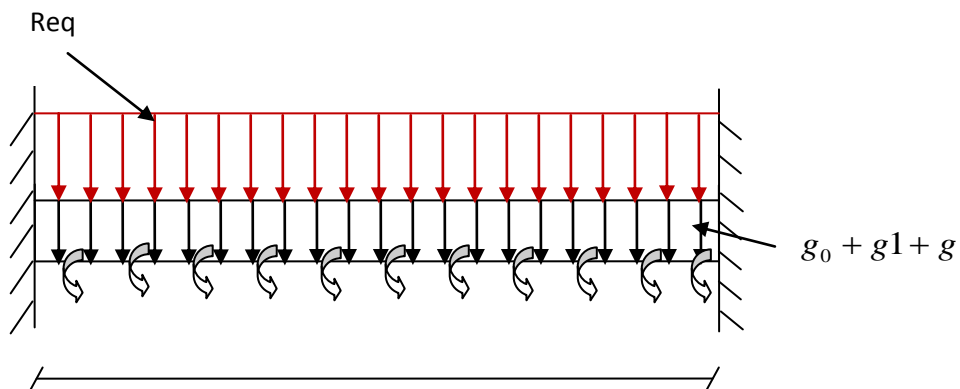
R_c : Réaction au point C de la troisième volée.

R_v : Réaction de la volée II.

R_{eq} : Charge équivalente sur la poutre.

Avec : $R_{eq} = 21.94 \text{ KN/ml}$ (ELU)

$R_{eq} = 15.78 \text{ KN/ml}$ (ELS)



Fif.III.43. Schémas statique de la poutre brisée

• **Calcul des sollicitations**

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1.35 \times (3 + 3.59 + 5.46) + 21.94 = 38.20 \text{ KN/ml}$$

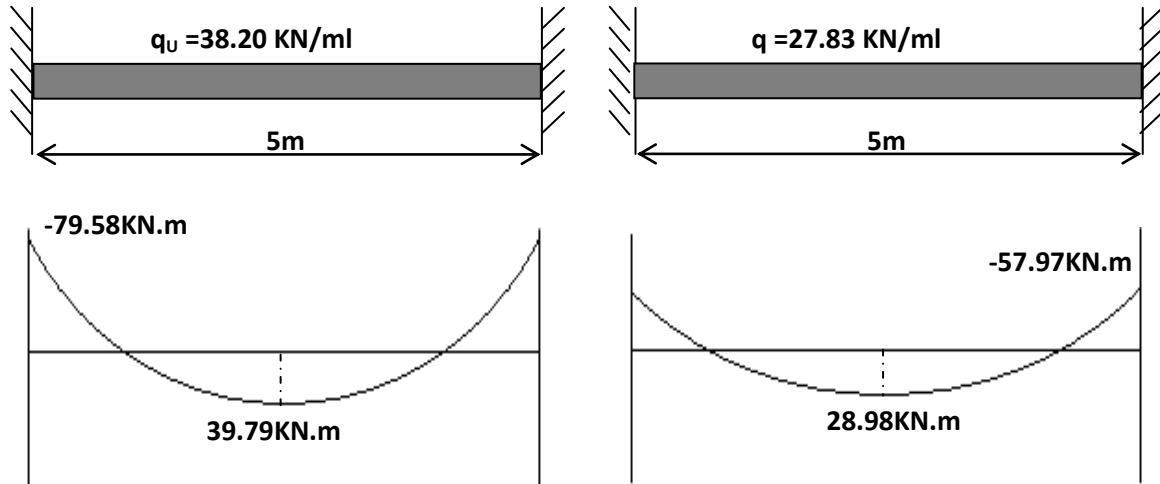
$$P_s = (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = (3 + 3.59 + 5.46) + 15.78 = 27.83 \text{ KN/ml}$$

$$A \text{ L'ELU} \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U * l^2}{24} = \frac{38.20 * 5^2}{24} = 39.79 \text{ KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U * l^2}{12} = \frac{38.20 * 5^2}{12} = 79.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELS} \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S * l^2}{24} = \frac{27.83 * 5^2}{24} = 28.98 \text{ KN.m} \\ M_S^a = \frac{q_S * l^2}{12} = \frac{27.83 * 5^2}{12} = 57.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul à la flexion

Calcul à l'ELU



Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre brisée :

	M_u (KN.m)	μ	α	z	A_s (cm ²)
Travée	39.79	0.064	0.084	0.367	3.11
Appuis	79.58	0.129	0.174	0.353	6.47

Tableau.III.41. armatures longitudinales dans la poutre brisée.

➤ Vérification à l'ELU : (BAEL91)

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 bd \cdot f_{t28} / f_e.$$

$$A_{min} = 0.23 * 30 * 38 * \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2.$$

$$A^t = 3.11 > 1.37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A^a = 6.47 > 1.37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• Vérification au cisaillement

$$V_u = 23.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa}) \longrightarrow \text{Fissuration Peu Nuisible}$$

$$\tau_u = V^{\max} / bd = \frac{23.03 * 10^{-3}}{0.3 * 0.38} = 0.202 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Pas risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification à l'ELS : [BAEL91]**

• **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_t^{ser} = 28.98 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 57.97 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
travées	28.98	46463.45	9.42	5.87	15	Vérifiée
appuis	57.97	82601.86	12.77	8.96	15	

Tableau.III.42 : Vérification des contraintes dans le béton.

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

Fissuration peu nuisible ⇒ pas de vérification à faire

• **Etat limite de déformation**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0022 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées ⇒ la vérification à la flèche est inutile.

❖ **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion **M_T** est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

$$e = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$M_T = 13.66 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = 0,0875 \text{ m}^2 \quad \text{Avec} \quad e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4}{3}b + 2h = 1.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{13.66 \times 1.2 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,0875} = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.66 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 1.56 \text{ MPA}$$

• **Pour le ferraillage longitudinal :**

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{En travée :} & A = 3.11 + \frac{1}{2} \times 2.69 = 4.59 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis} & A = 6.47 + \frac{1}{2} \times 2.69 = 7.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 3HA12+3HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$A_T^{\text{Total}} = A_T^{\text{fs}} + A_T^{\text{t}}$$

a. la torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{Avec :}$$

t : C'est l'espace entre les armatures transversales. Soit l'espace t = 20 cm \Rightarrow

$$A_t = \frac{13.66 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 0.44 \text{ cm}^2.$$

b. la flexion simple

Soit un espace t = 20 cm

t = 20 cm < min (0.9xd ; 40 cm) = min (34.2 ; 40) cm = 34.2 cm..... Vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

$A_T^{\text{Total}} = 1,08 \text{ cm}^2$ soit un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

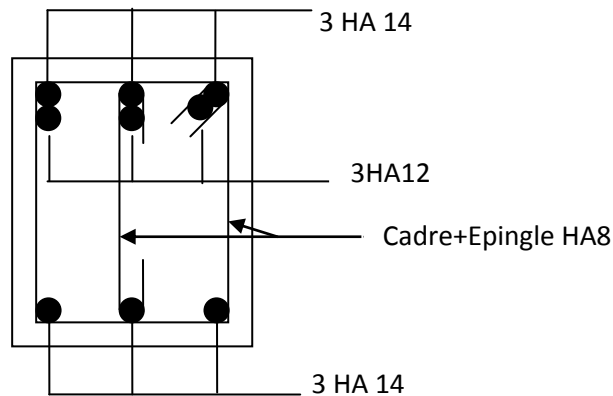


Fig.III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.

III.6. Etude des poutres de chaînages

III.6.1. Définition

Les poutres de chaînage, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé qu'on peut distinguer en deux types :

- **Type I** : les poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.
- **Type II** : les poutres qui servent d'appuis pour les escaliers.

III.6.2. Etude du chaînage type I

- **Dimensionnement**

Les dimensions des poutres de chaînage sont donnée par :

h : est égale à la hauteur du plancher = 25cm

b : est égale à la largeur du mur = 30cm

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h$$

D'où : $h = 25 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

- **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

Poids propre de chaînage = $\gamma_b \cdot b \cdot h = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.3 = 1.87 \text{ KN/m}$

Poids du mur = $2.8 \cdot (3.06 - 0.25) = 7.86 \text{ KN/m}$

D'où : $q_u = 1.35 \cdot (1.87 + 7.86)$

$$q_s = 1.87 + 7.86$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 13.13 \text{ KN/m} \\ q_s = 9.73 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{12.71 \times 5^2}{8} = 41.04 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{9.42 \times 5^2}{8} = 30.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $M_u^t = 0.85M_u \Rightarrow M_u^t = 34.88 \text{ KN.m}$

$M_s^t = 0.85M_s \Rightarrow M_s^t = 25.84 \text{ KN.m}$

En appuis $M_u^a = -0.5M_u \Rightarrow M_u^a = -20.52 \text{ KN.m}$

$M_s^a = -0.5M_{0s} \Rightarrow M_s^a = -15.20 \text{ KN.m}$

Le ferrailage :

$d = 23 \text{ cm}$

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	34.88	0.155	0.212	0.21	4.76	0.83	vérifiée
Aux appuis	20.52	0.091	0.119	0.219	2.69	0.83	

Tableau.III.43.Ferrailage de la poutre de chaînage type I

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

• **Armature transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.71 \text{ mm}; \quad \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cadre } \phi 6 + \text{epingle } \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

• **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 20.7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 34 \text{ cm}$$

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

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), l'espacement est $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

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

• **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32.82 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.552 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ F.P.N}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

Localisations	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
travées	25.84	19831.22	8.89	11.21	15	
appuis	15.20	12955.91	7.08	8.03	15	Vérifiée

Tableau.III.44.Vérification des contraintes dans le béton.

❖ **Le choix des armatures**

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

- **2HA16+1HA14 = 5.56 cm²**.....En travée
- **3HA12 = 3.39 cm²**.....aux appuis.

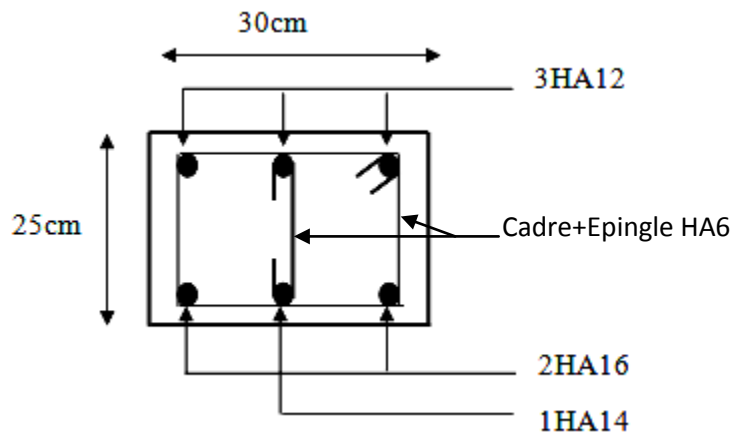


Fig.III.46 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type I.

III.6.3. Etude du chaînage type II

Son étude sera faite à la flexion simple et à la torsion.

- **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max}=5\text{m}$

Selon la condition de la flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$$

Soit : $h=40\text{ cm} \Rightarrow$ la section de la poutre à adopter est : $b \times h = 30 \times 40\text{ cm}^2$.

❖ Etude à la flexion simple

- **Charge supportées par la poutre**

Poids propre de chaînage : $P_p = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3\text{KN/m}$

Réaction de l'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{v1} = 26.70\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELU} \\ R_{v1} = 19.26\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{v2} = 23.03\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELU} \\ R_{v2} = 16.54\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{eq} = 24.86\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELU} \\ R_{eq} = 17.9\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons de charges**

$$P_u = 1.35 \times P_p + R = 1.35 \times 3 + 24.86 = 28.91\text{ KN/ml}$$

$$P_s = P_p + R = 3 + 17.9 = 20.9\text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_u = 28.91\text{KN/m} \\ q_s = 20.9\text{KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_u = \frac{28.91 \times 5^2}{8} = 90.34\text{KN.m} \\ M_s = \frac{20.9 \times 5^2}{8} = 65.31\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{En travée } M_u^t = 0.85M_u \Rightarrow M_u^t = 76.78\text{KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85M_s \Rightarrow M_s^t = 55.13\text{KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_u^a = -0.5M_u \Rightarrow M_u^a = -45.17\text{KN.m}$$

$$M_s^a = -0.5M_s \Rightarrow M_s^a = -32.65\text{KN.m}$$

- **Le ferrailage**

d = 38cm

Localisation	M(KN)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	76.78	0.125	0.167	0.354	6.22	1.37	vérifiée
Aux appuis	45.17	0.073	0.095	0.365	3.55	1.37	

Tableau.III.45.Ferrailage de la poutre de chaînage type II

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$	$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$
1.98 < 3.25	9.77 > 6.49
Vérifiée	

Tableau.III. 46.Vérification à l'ELU

➤ **Vérification à l'E.L.S**

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
travées	55.13	80196.91	12.57	8.64	15	Vérifiée
appuis	32.65	51747.77	9.97	6.29	15	

Tableau.III.47.Vérification des contraintes dans le béton.

- **Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))**

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

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,062$ Condition vérifiée.

$$(2) : \frac{h}{b} = 1.33 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{55.13}{10 \times 65.31} = 0.08 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{6.22}{30 \times 38} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Etude à la torsion

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_T = 11.87 \text{ KN.m}$$

• Contrainte de cisaillement due à la torsion τ_T

$$e = \frac{\varphi}{6}; \quad \varphi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{11.87 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.35 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u} = \sqrt{1.35^2 + 1.98^2} = 2.39 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.39 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• Armatures longitudinale à la torsion

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec :}$$

μ : C'est le périmètre de la surface Ω .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{11.87 \times 10^{-3} \times 1.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 2.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_l = 2.34 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales

1. A la torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec :

t : C'est l'espace entre les armatures transversales. Soit t = 20 cm \Rightarrow

$$A_t = \frac{11.87 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

2. A la flexion simple

Soit un espace t = 20 cm

t = 20 cm < min (0.9 \times d ; 40 cm) = min (34.2 ; 40) cm = 34.2 cm..... Vérifiée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

Conclusion pour le ferrailage de la poutre de chaînage type II

1. Armatures transversales

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0.39 + 0.60 = 0.99 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de $\phi. 8$ et une épingle $\phi. 8$

L'espace t = 20 cm.

2. Armatures longitudinales

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

- **2HA16+1HA14 = 5.56 cm²**.....Aux appuis.
- **3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²**.....En travée.

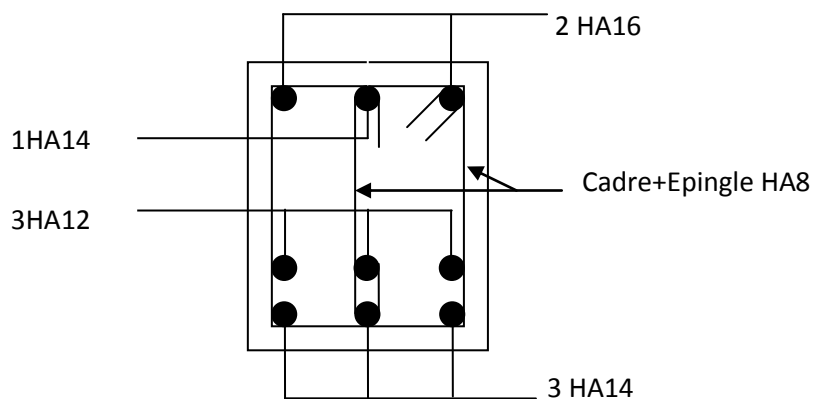


Fig.III.47 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II.

Etude au séisme

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique et le choix judicieux de système de contreventement fait l'objet de ce chapitre.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le SAP2000.

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 de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 version 2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu. Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite, l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives. La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

❖ **Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée 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**, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA.

Dans notre cas on a $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 page 28 du RPA, il est fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles- portiques avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

- p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non, donnée par le tableau 4.4 du [RPA]

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
Redondance en plan	N	0.05
Régularité en plan	O	/
Régularité en élévation	O	/
Contrôle de qualité des matériaux	N	0.05
Contrôles de qualité de l'exécution	N	0.1
Total		0.25

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.

$$Q_x = Q_y = 1.25$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

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 donné par le tableau 4.5 (RPA99).

- $\beta = 0.30 \Rightarrow$ usage commerciale

- $\beta = 0.20 \Rightarrow$ usage d'habitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 31678.267 \text{ KN.}$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4}$ RPA 99 (Art .4.2.4)

2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D'}}$ RPA99 (Formule 4-7)

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 32.47 \text{ m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

RPA (tableau 4.6)

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

$$D' \text{ où } : T_1 = 0.6827s.$$

$$\text{Sens(x)} : D' = 16.7m \Rightarrow T_x = 0.7188s$$

$$\text{Sens(y)} : D' = 12.9m \Rightarrow T_y = 0.8178s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.7188; 0.6827) = 0.8875s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.8178; 0.6827) = 0.8875s \end{cases}$$

o Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que } : \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7\%$$

RPA (Art 4.2.3)

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10\%$$

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$$

$$D' \text{ ou } : D_x = 1.39 ; D_y = 1.39$$

o Calcul de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.25}{5} \times 31678.267 \Rightarrow V_{st,x} = 1651.23KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.25}{5} \times 31678.267 \Rightarrow V_{st,y} = 1651.23KN$$

$$\text{Sens(x)} : 0.8V_{st,x} = 0.8 \times 1651.23 = 1320.98KN$$

$$\text{Sens}(y) : 0.8V_{st,y} = 0.8 \times 1651.23 = 1320.98 \text{KN}$$

IV.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} A : \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ \eta : \text{Facteur de correction d'amortissement.} \\ R : \text{coefficient de comportement de la structure.} \\ T_1, T_2 : \text{périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{cases}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe :

Tant que les calculs dynamiques sont aussi complexes on va faire appel au logiciel (SAP2000).

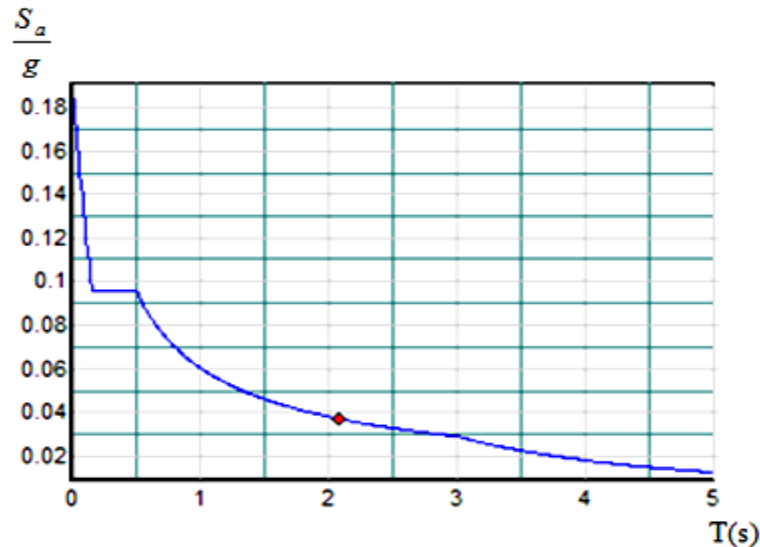


Fig.IV.1 : Spectre de calcul.

❖ Description du logiciel SAP 2000

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ...

Le logiciel facilite considérablement l'interprétation des résultats en offrant notamment la possibilité de visualiser : La déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration...

Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.4. Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

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.
- 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%.
- D'après l'article (4.3.4), les 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.

- 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.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit.

Les modes de vibration et la disposition des voiles sont montrés sur les figures suivantes :

IV.5.1. disposition des voiles de contreventement

IV.5.1.1. Première disposition

C'est la disposition proposée par le bureau d'étude.

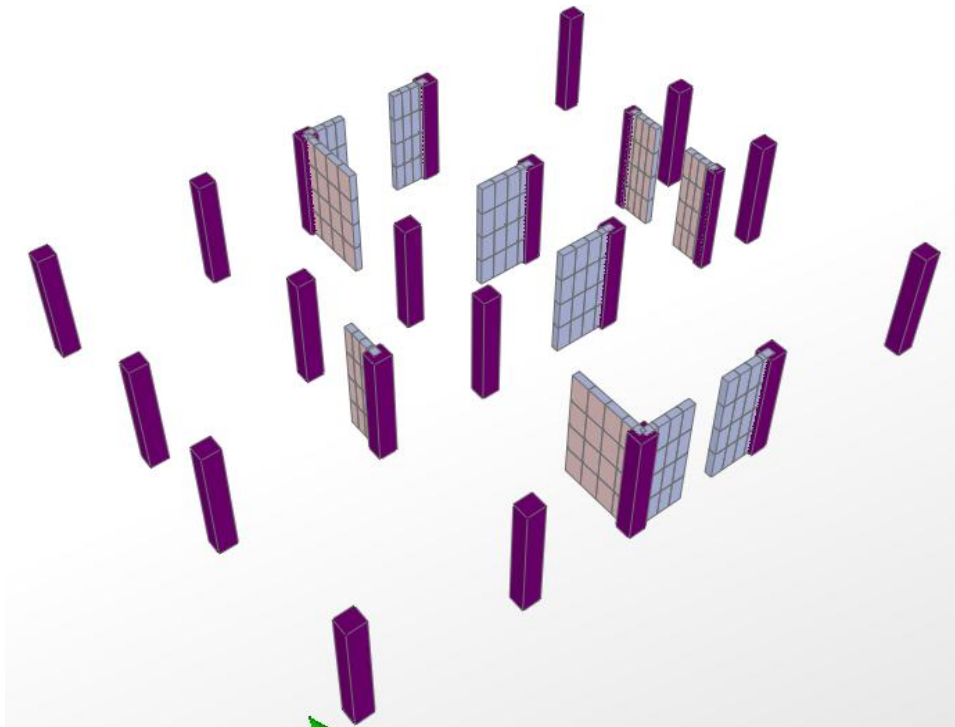


Fig.IV.2 : 1^{ère} disposition des voiles

La figure (IV.3) montre le premier mode de vibration obtenu avec une telle disposition. On voit bien qu'il y a une torsion dans ce premier mode. C'est pour cette raison que nous avons eu recours à une autre disposition.

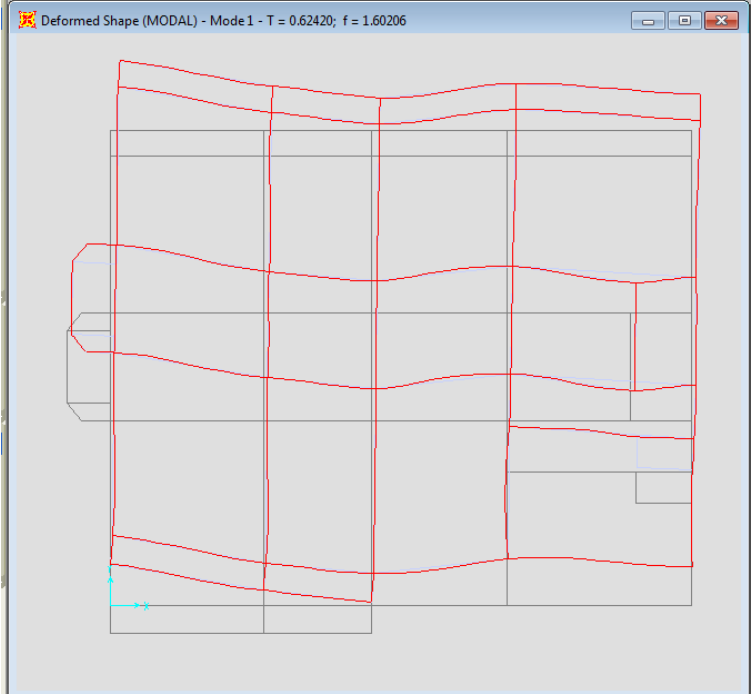


Fig IV.3 : 1^{er} mode de déformation

IV.5.1. 2. Deuxième disposition

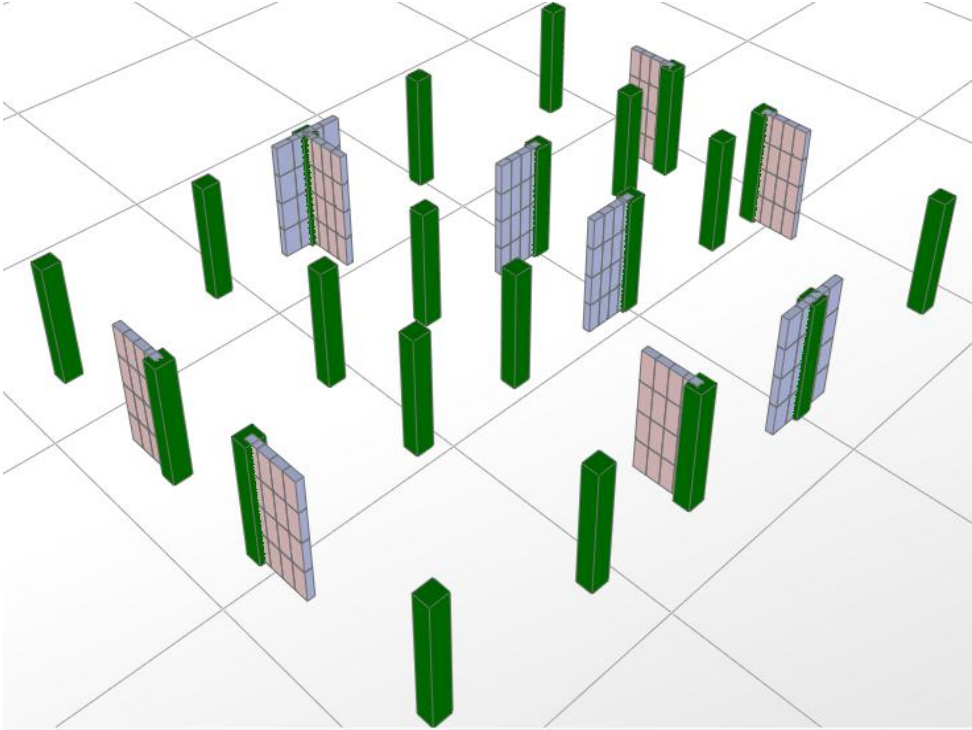


Fig. IV.4 : 2^{ème} Disposition des voiles.

1. Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode	1	0.865085	0.7735	0.00252	0.7735	0.0025
Mode	2	0.842862	0.00245	0.7632	0.7759	0.7657
Mode	3	0.631062	0.00123	0.00045	0.7771	0.7661
Mode	4	0.376756	0.00006144	0.00327	0.7772	0.7694
Mode	5	0.305279	0.03712	0.00544	0.8143	0.7748
Mode	6	0.298864	0.01596	0.06913	0.8303	0.8440
Mode	7	0.292719	0.06312	0.03877	0.8934	0.8827
Mode	8	0.245905	0.00053	0.00155	0.8939	0.8843
Mode	9	0.234025	8.157E-07	0.0003	0.8939	0.8846
Mode	10	0.228002	0.00001493	0.00073	0.8939	0.8853
Mode	11	0.189719	0.00186	0.00679	0.8958	0.8921
Mode	12	0.186187	2.932E-14	0.00031	0.8958	0.8924
Mode	13	0.175952	0.00022	0.00698	0.8960	0.8994
Mode	14	0.174842	0.00103	0.02322	0.8970	0.9226
Mode	15	0.165735	0.00027	0.00002377	0.8973	0.9226
Mode	16	0.162551	0.02816	0.00138	0.9255	0.9240

Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x = 77.35\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y = 76.32\%$)

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 %

Selon x $T_x = 0.865s \leq T_{sx} = 0.8875s$. (vérifier)

Selon y $T_y = 0.8428s \leq T_{sy} = 0.8875s$ (vérifier)

2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux (IV.4) et (IV.5) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

2.1 Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	20592.17	9574.971	68.2603	31.7397
1 ^{er} étage	17403.9	8962.674	66.0074	33.9926
2 ^{ème} étage	15529.34	7340.435	67.9033	32.0967
3 ^{ème} étage	13028.22	6571.205	66.4725	33.5275
4 ^{ème} étage	10742,05	5671.208	65.4474	34.5526
5 ^{ème} étage	8292.191	4934.527	62.6927	37.3073
6 ^{ème} étage	6225.991	3873.411	61.6471	38.3529
7 ^{ème} étage	4109.399	2870.416	58.8755	41.1245
8 ^{ème} étage	2268.777	1631.302	58.1726	41.8274

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.4, on voit bien que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée.

2.2 Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	700.547	892.542	43.974	56.025	598.678	1004.186	37.350	62.649
1 ^{er} étage	879.435	657.892	57.205	42.794	739.278	714.945	50.836	49.163
2 ^{ème} étage	1201.856	244.350	83.104	16.895	1032.317	335.420	75.476	24.523
3 ^{ème} étage	966.034	365.323	72.560	27.439	865.089	384.469	69.231	30.768
4 ^{ème} étage	937.827	257.525	78.456	21.543	830.784	290.934	74.063	25.936
5 ^{ème} étage	675.322	360.546	65.193	34.806	597.671	368.434	61.863	38.136
6 ^{ème} étage	617.614	236.005	72.352	27.647	531.391	262.2129	66.959	33.040
7 ^{ème} étage	364.838	274.876	57.031	42.968	313.993	270.471	53.723	46.276
8 ^{ème} étage	287.931	101.883	73.863	26.136	238.573	106.800	69.076	30.923

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.4, on voit bien que l'interaction sous charges horizontale est vérifiée,

Conclusion

L'interaction voiles-portiques n'est pas justifiée tel que exigée par le RPA. Alors cette disposition ne peut être adoptée

IV.5.1. 3. Troisième disposition

Plusieurs autres dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux, et les sections des poutres principales et secondaires, avec réduction du nombre de voiles, aboutissant à la disposition de la figure IV.5.

Niveau	Section avant	Section Après
Sous-sol+ RDC	55*50	60*55
Etage 1et2	50*45	55*55
Etage 3et4	45*40	55*50
Etage 5et6	40 *35	50*50
Etage 7	35*30	50*45
Etage 8	35*30	45*45

Tableau IV.5 : sections des poteaux

Section des poutres : PP (45*30) → 45*35

PS (40*30) → 40*35

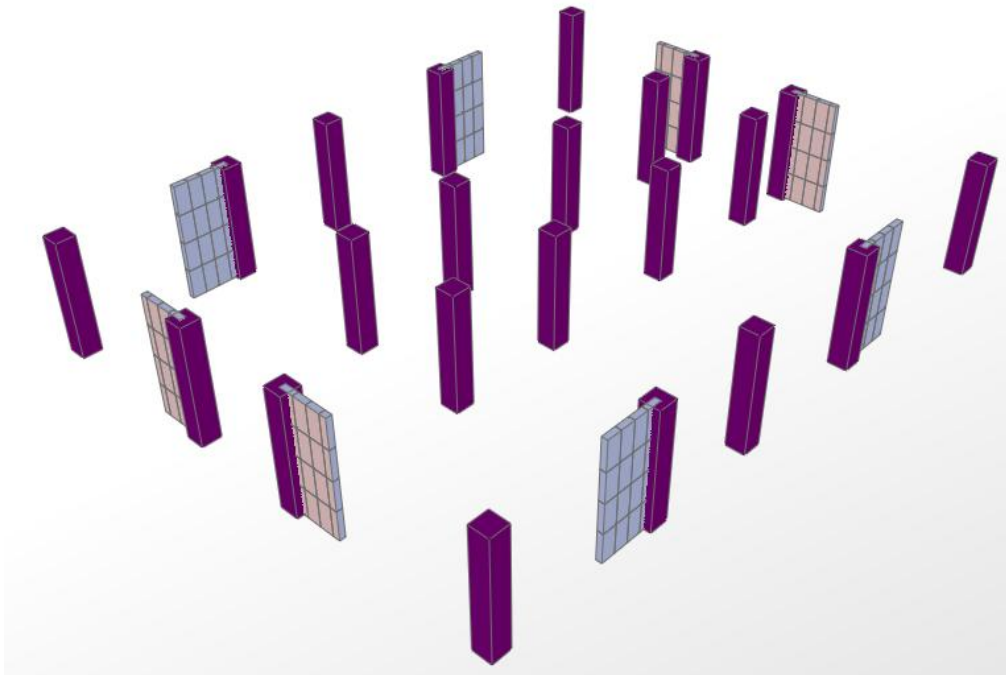


Fig. IV.5 : Disposition adopté.



Fig. IV.6. 1^{er} Mode de déformation (translation suivant x)



Fig. IV.7. 2^{ème} Mode de déformation (translation suivant y)

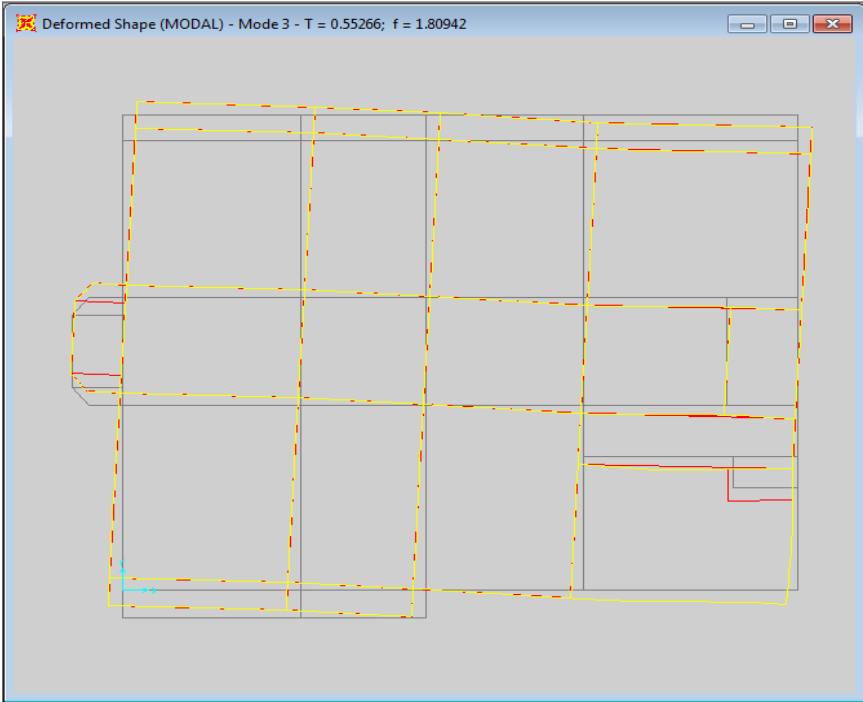


Fig. IV.8. 3^{ème} Mode de déformation (torsion)

1. Périodes de vibration et taux de participation massique

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode	1	0.83242	0.80938	0.01053	0.80938	0.01053
Mode	2	0.81467	0.01051	0.80445	0.8199	0.81498
Mode	3	0.55266	0.00049	0.00084	0.82039	0.81582
Mode	4	0.325037	0.00043	0.00192	0.82081	0.81774
Mode	5	0.279077	0.03885	0.05437	0.85967	0.87211
Mode	6	0.274815	0.05537	0.03437	0.91503	0.90648

Tableau IV.6 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x = 80.93\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y = 80.44\%$)

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %

Selon x $T_x = 0.8327s \leq T_{Sx} = 0.8875s$. (vérifier)

Selon y $T_y = 0.8148s \leq T_{Sy} = 0.8875s$ (vérifier)

2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

2.1 Sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	25571.349	5652.119	81.897	18.102
1 ^{er} étage	22300.812	5316.384	80.749	19.250
2 ^{ème} étage	19875.984	4112.507	82.856	17.143
3 ^{ème} étage	17129.785	4266.428	80.059	19.940
4 ^{ème} étage	14316.404	3011.253	82.621	17.378
5 ^{ème} étage	11460.348	2550.995	81.793	18.206
6 ^{ème} étage	8739.366	1995.777	81.408	18.591
7 ^{ème} étage	6008.881	1453.308	80.524	19.475
8 ^{ème} étage	3346.681	871.172	79.345	20.654

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

2.2 Sous charges horizontales :

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	1048.987	512.423	67.182	32.817	961.45	622.379	60.704	39.295
1 ^{er} étage	963.337	506.858	65.524	34.475	903.825	606.798	59.831	40.168
2 ^{ème} étage	1006.735	378.615	72.670	27.329	940.686	483.759	66.038	33.961
3 ^{ème} étage	902.063	363.976	71.250	28.749	836.817	465.685	64.246	35.753
4 ^{ème} étage	813.174	315.051	72.075	27.924	754.983	407.049	64.970	35.029
5 ^{ème} étage	673.611	295.276	69.524	30.475	643.839	355.587	64.420	35.579
6 ^{ème} étage	556.975	231.054	70.679	29.320	529.432	282.879	65.176	34.823
7 ^{ème} étage	408.981	172.678	70.312	29.687	377.872	220.824	63.115	36.884
8 ^{ème} étage	247.693	97.122	71.833	28.166	234.179	116.759	66.729	33.270

Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

Conclusion :

On n'a pu vérifier toutes les exigences du RPA avec la dernière disposition qu'on a étudiée, Alors on a décidé de l'adopter.

3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon (Article 4.3.6) RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1651.23	1320.98	1561.353	vérifié
Sens yy	1651.23	1320.98	1583.649	vérifié

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,3$ [RPA 99 (Article 7.1.3.3)]

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B_c : section brute du poteau.

Niveau	poteau	N_d (KN)	section B	$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}}$	Observation
Sous-sol+ RDC	60*55	2269.776	0.330	0.275	vérifiée
Etage 1et2	55*55	1945.497	0.3025	0.257	vérifiée
Etage 3et4	55*50	1428.421	0.275	0.207	vérifiée
Etage 5et6	50 *50	952.512	0.25	0.152	vérifiée
Etage 7	50*45	573.017	0,225	0.102	vérifiée
Etage 8	45*45	388.728	0.2025	0.076	vérifiée

Tableau IV. 10 : Valeurs des sections avant vérification de l'effort normal réduit

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

5. Justification vis-à-vis de déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/V2003.

Niveau ux	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
8	1.4885	7.4425	7.0745	0.368	306	0.12026	1.4364	7.182	6.781	0.401	306	0.13104
7	1.4149	7.0745	6.539	0.5355	306	0.175	1.3562	6.781	6.244	0.537	306	0.1754
6	1.3078	6.539	5.872	0.667	306	0.21797	1.2488	6.244	5.595	0.649	306	0.2120
5	1.1744	5.872	5.0695	0.8025	306	0.2622	1.119	5.595	4.828	0.767	306	0.25065
4	1.0139	5.0695	4.2045	0.865	306	0.28267	0.9656	4.828	3.9705	0.8575	306	0.28022
3	0.8409	4.2045	3.246	0.9585	306	0.31323	0.7941	3.9705	3.0345	0.936	306	0.30588
2	0.6492	3.246	2.2475	0.9985	306	0.32630	0.6069	3.0345	2.0735	0.961	306	0.31405
1	0.4495	2.2475	0.858	1.3895	391	0.35537	0.4147	2.0735	0.8235	1.25	391	0.31969
RDC	0.1716	0.858	0.00	0.858	408	0.21029	0.1647	0.8235	0.00	0.8235	408	0.20183

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements relatifs.

Analyse des résultats :

Les résultats montrent que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage (vérifier).

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/V2003 (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad \text{RPA99/V2003 (Article 5.9)}$$

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 d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: 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^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
8	306	4217.853	0.368	344.815	0.01471064	0.401	350.938	0.01575
7	306	7462.189	0.5355	581.659	0.02245101	0.537	598.696	0.02187
6	306	10735.143	0.667	788.029	0.02969409	0.649	812.311	0.02802
5	306	14011.343	0.8025	968.887	0.03792541	0.767	999.426	0.03514
4	306	17327.657	0.865	1128.225	0.0434149	0.8575	1162.032	0.04178
3	306	21396.213	0.9585	1266.039	0.05293715	0.936	1302.502	0.05024
2	306	23988.491	0.9985	1385.35	0.05650281	0.961	1424.445	0.05288
1	391	27617.196	1.3895	1470.195	0.0667554	1.25	1510.623	0.05844
RDC	408	31223.468	0.858	1561.41	0.04205245	0.8235	1583.829	0.03979

Tableau IV.12 : Vérification des effets P- Δ .

Analyse des résultats :

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour 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) $1.35G+1.5Q$	}	RPA99 (Article 5.2)
2) $G+Q$		
3) $G+Q+E$		
4) $G+Q-E$		
5) $0.8G+E$		
6) $0.8G-E$		

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

N_{\max} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} \longrightarrow $N_{\text{correspondant}}$

V.2.1.Recommandations du RPA99 [Article 7.4.2.1]

a. Les 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),
- $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement 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 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

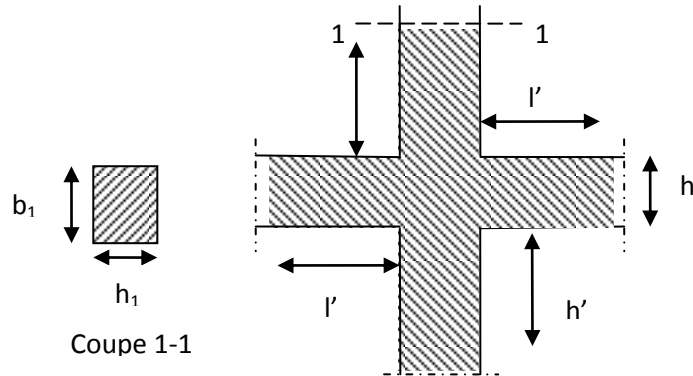


Fig. V. 2 : La zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+ RDC	60*55	26,4	132	198
Etage 1et2	55*55	24,2	121	181,5
Etage 3et4	55*50	22	110	165
Etage 5et6	50*50	20	100	150
Etage 7	50*45	18	90	135
Etage 8	45*45	16.2	81	121.5

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la

formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ En zone IIa
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ En zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux		<i>N_{max} → M_{cor}</i>		<i>M_{max} → N_{cor}</i>		<i>N_{min} → M_{cor}</i>	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	Poteaux de rives	-2268.376	9.5825	169.249	-561.567	-200.446	63.425
	Poteaux intermédiaires	-2172.362	9.0882	-170.7106	-1613.145	193.212	51.1695
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-1944.141	-1.2207	-123.7818	-1205.259	-207.41	19.0533
	Poteaux intermédiaires	-1884.209	-9.5398	148.7083	-802.949	-178.62	17.998
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-1427.312	-2.0044	166.0655	-888.863	-226.194	76.3584
	Poteaux intermédiaires	-1395.947	-18.3501	128.953	-935.113	-314.674	8.137
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-947.927	-2.469	127.2862	-605.515	-146.08	25.7892
	Poteaux intermédiaires	-949.334	9.0361	104.9058	-633.576	-246.563	49.1063
7 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-479.156	-4.6952	90.8441	-211.153	-43.545	11.2555
	Poteaux intermédiaires	-567.281	14.5122	-76.0441	-389.95	-121.256	14.5122
8 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-335.265	-5.8596	75.7415	-181.366	6.297	10.4914
	Poteaux intermédiaires	-388.728	15.0195	55.6228	-161.603	-76.979	10.1268

Tableau. V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

V.2.3. Ferrailage des poteaux

1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le logiciel SOCOTEC, SAP2000 et RPA en zone IIa.

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux		sections	Amin (RPA) cm^2	A _{cal} (SAP) cm^2	A _{cal} (Secotec)	A _{adoptée} cm^2
Sous-sol et RDC	Poteaux de rives	60*55	26.4	9.9	1.08	4HA20+8HA16=28.65
	Poteaux intermédiaires			9.9	4.87	4HA20+8HA16=28.65
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Poteaux de rives	55*55	24.2	9.075	0.00	4HA20+8HA14=24.88
	Poteaux intermédiaires			9.075	0.00	4HA20+8HA14=24.88
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Poteaux de rives	55*50	22	8.25	0.88	8HA16+4HA14=22.24
	Poteaux intermédiaires			8.25	0.00	8HA16+4HA14=22.24
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteaux de rives	50*50	20	7.5	0.00	4HA16+8HA14=20.36
	Poteaux intermédiaires			7.5	0.00	4HA16+8HA14=20.36
7 ^{ème} étage	Poteaux de rives	50*45	18	6.75	2.41	4HA16+8HA14=20.36
	Poteaux intermédiaires			6.75	0.00	4HA16+8HA14=20.36
8 ^{ème} étage	Poteaux de rives	45*45	16.2	6.075	2.49	4HA16+8HA12=17.09
	Poteaux intermédiaires			6.075	1.39	4HA16+8HA12=17.09

Tableau. V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le RPA99/2003.

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Section cm2	Niveaux		ϕ_{max} cm	lf cm	λ_g	Vd KN	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At cm2	A _t min cm2	A _{t_{opt}} cm2	nbre de barres
60*55	Sous-sol	rive	1,6	194,6	4,11	5,949	80	10	15	0,172	3,13	3,58	2T10+4T8
		int	1,6			6,21				0,180			
60*55	RDC	rive	1,6	254,1	5,19	5,949	80	10	15	0,100	1,8	3,58	2T10+4T8
		int	1,6			6,21				0,100			
55*55	Etage 1	rive	1,2	242,2	4,97	5,197	64	10	15	0,125	3,025	3,58	2T10+4T8
		int	1,2			8,997				0,215			
55*55	Etage 2	rive	1,2	182,7	3,89	5,197	64	10	15	0,159	3,025	3,58	2T10+4T8
		int	1,2			8,997				0,275			
55*50	Etage 3	rive	1,2	182,7	4,28	1,148	64	10	15	0,040	3,025	3,58	2T10+4T8
		int	1,2			12,203				0,374			
55*50	Etage 4	rive	1,2	182,7	4,28	1,148	64	10	15	0,040	3,025	3,58	2T10+4T8
		int	1,2			12,203				0,374			
50*50	Etage 5	rive	1,2	182,7	4,28	1,449	56	10	15	0,044	2,75	3,02	6T8
		int	1,2			8,451				0,260			
50*50	Etage 6	rive	1,2	182,7	4,28	1,449	56	10	15	0,044	2,75	3,02	6T8
		int	1,2			8,451				0,260			
50*45	Etage 7	rive	1,2	182,7	4,76	2,946	56	10	15	0,090	2,75	3,02	6T8
		int	1,2			9,582				0,293			
45*45	Etage 8	rive	1,2	182,7	4,76	8,165	56	10	15	0,26	2,47	3,02	6T8
		int	1,2			11,00				0,34			

Tableau. V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}).$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad [\text{CBA 93 Article B. 8.4.1}]$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7 \times l_0$ (Longueur de flambement); $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $B_r = (a - 2)x(b - 2)$ (Section réduite).

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

Niveaux		Secti on (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
Sous-sol	rive	60*55	2.78	1.946	17,32	13,05	0.8	28,65	3074	5351,29	-2268.376
	int							28,65		5351,29	-2172.362
RDC	rive	60*55	3.63	2.541	17,32	16,49	0.78	28,65	3074	5351,29	-2268.376
	int							28,65		5351,29	-2172.362
Etage1	rive	55*55	3.46	2.422	15,87	17,24	0.8	24,88	2809	4853,79	-1944.141
	int							24,88		4853,79	-1884.209
Etage2	rive	55*55	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	24,88	2809	4853,79	-1944.141
	int							24,88		4853,79	-1884.209
Etage3	rive	55*50	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	22,24	2544	441584	-1427.312
	int							22,24		441584	-1395.947
Etage4	rive	55*50	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	22,24	2544	441584	-1427.312
	int							22,24		441584	-1395.947
Etage5	rive	50*50	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2304	3957,60	-947.927
	int							20,36		3957,60	-949.334
Etage6	rive	50*50	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2304	3957,60	-947.927
	int							20,36		3957,60	-949.334
Etage7	rive	50*45	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2064	3957,60	-479.156
	int							20,36		3957,60	-567.281
Etage8	rive	45*45	2.61	1.827	13.00	16.47	0.81	17.09	1764	3120.45	335.265
	int							17.09		3120.45	388.728

Tableau. V.5 : Vérification de l'effort normale ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} \leq N_u$.

V.2.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

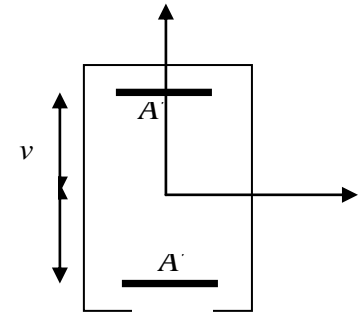


Fig. V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau		Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous-sol	rive	60*55	54	28,65	32,76	27,24	0.01301	1655,8	7,131	5.20	15
	int			28,65	32,76	27,24	0.01301	1580,3	6,618	4,95	15
RDC	rive	60*55	54	28,65	32,76	27,24	0.01301	1655,8	7,131	5.20	15
	int			28,65	32,76	27,24	0.01301	1580,3	6,618	4,95	15
1 ^{er} étage	rive	55*55	49,5	24,88	29,92	25,08	0,00923	1419,72	7,033	4,92	15
	int			24,88	29,92	25,08	0,00923	1372,162	13,28	4,96	15
2 ^{ème} étage	rive	55*55	49,5	24,88	29,92	25,08	0,00923	1419,72	7,033	4,92	15
	int			24,88	29,92	25,08	0,00923	1372,162	13,28	4,96	15
3 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22.24	29,97	25,03	0,00843	1042,12	1,1	3,83	15
	int			22.24	29,97	25,03	0,00843	1016,237	10,60	4,07	15
4 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22.24	29,97	25,03	0,00843	1042,12	1,1	3,83	15
	int			22.24	29,97	25,03	0,00843	1016,237	10,60	4,07	15
5 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	27,27	22,73	0,00634	692,349	1,289	2,82	15
	int			20,36	27,27	22,73	0,00634	678,994	4,115	2,89	15
6 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	27,27	22,73	0,00634	692,349	1,289	2,82	15
	int			20,36	27,27	22,73	0,00634	678,994	4,115	2,89	15
7 ^{ème} étage	rive	50*45	45	20,36	27,49	22,51	0,00580	350,261	3,555	1,73	15
	int			20,36	27,49	22,51	0,00580	393,289	10,78	2,26	15
8 ^{ème} étage	rive	45*45	40.5	17.09	24.5	20.5	0,00414	244,455	4,213	1,46	15
	int			17.09	24.5	20.5	0,00414	284,396	4,213	1,65	15

Tableau. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentés

Selon le RPA 99 [Art : 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau		Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous-sol	rive	60*55	2,261	4,11	0.04	54	5,949	0,0183	1	vérifiée
	int						6,21	0,0185		
RDC	rive	60*55	2,856	5,19	0.075	54	5,949	0,0183	1,875	vérifiée
	int						6,21	0,0185		
1 ^{er} étage	rive	55*55	2,737	4,97	0.04	49,5	5,197	0,0190	1	vérifiée
	int						8,997	0,0330		
2 ^{ème} étage	rive	55*55	2,142	3,89	0.04	49,5	5,197	0,0190	1	vérifiée
	int						8,997	0,0330		
3 ^{ème} étage	rive	55*50	2,142	4,28	0.04	49,5	1,148	0,0042	1	vérifiée
	int						12,203	0,0448		
4 ^{ème} étage	rive	55*50	2,142	4,28	0.04	49,5	1,148	0,0042	1	vérifiée
	int						12,203	0,0448		
5 ^{ème} étage	rive	50*50	2,142	4,28	0.04	45	1,449	0,0064	1	vérifiée
	int						8,451	0,0375		
6 ^{ème} étage	rive	50*50	2,142	4,28	0.04	45	1,449	0,0064	1	vérifiée
	int						8,451	0,0375		
7 ^{ème} étage	rive	50*45	2,142	4,76	0.04	45	2,946	0,0130	1	vérifiée
	int						9,582	0,0425		
8 ^{ème} étage	rive	45*45	2,142	4,76	0.04	40.5	8.165	0.045	1	vérifiée
	int						11.00	0.060		

Tableau. V.7 : vérifications des sollicitations tangentés dans les poteaux

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux

V.2.5. 1. Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r \geq 40 \times \phi$ en zone II

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r \geq 40 \times 20 = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r \geq 40 \times 16 = 64\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r \geq 40 \times 14 = 56\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r \geq 40 \times 12 = 48\text{cm}$

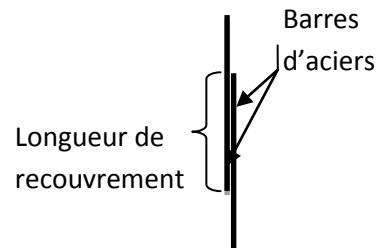


Fig.V. 3: Longueur de recouvrement

V.2.5. 2 .Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau. h_e : hauteur d'étage.

On prend $h' = 68\text{cm}$ pour le RDC et les autres niveaux on prend $h' = 60\text{cm}$.

V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

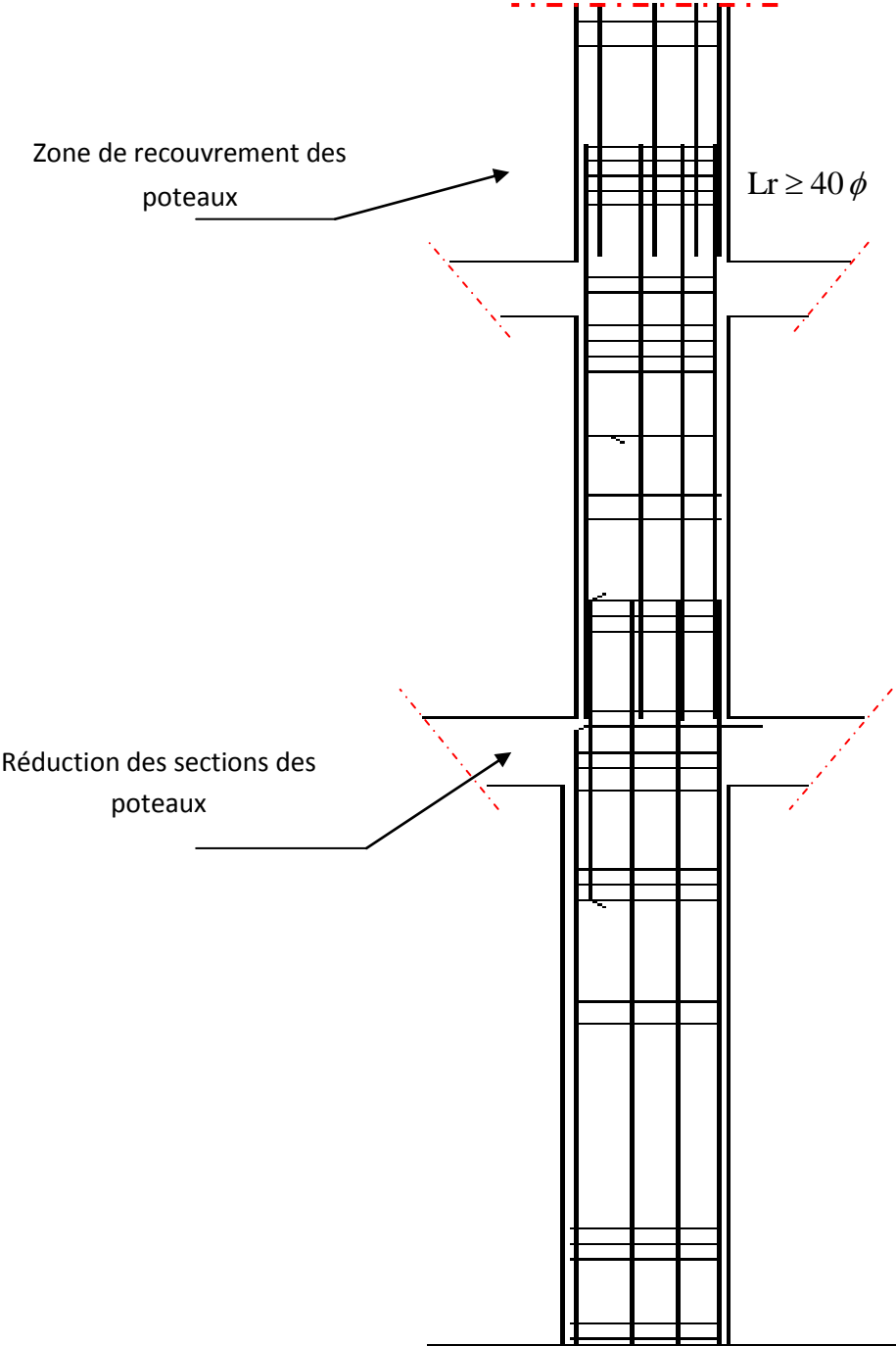


Fig. V. 4 : Disposition constructive des armatures des poteaux.

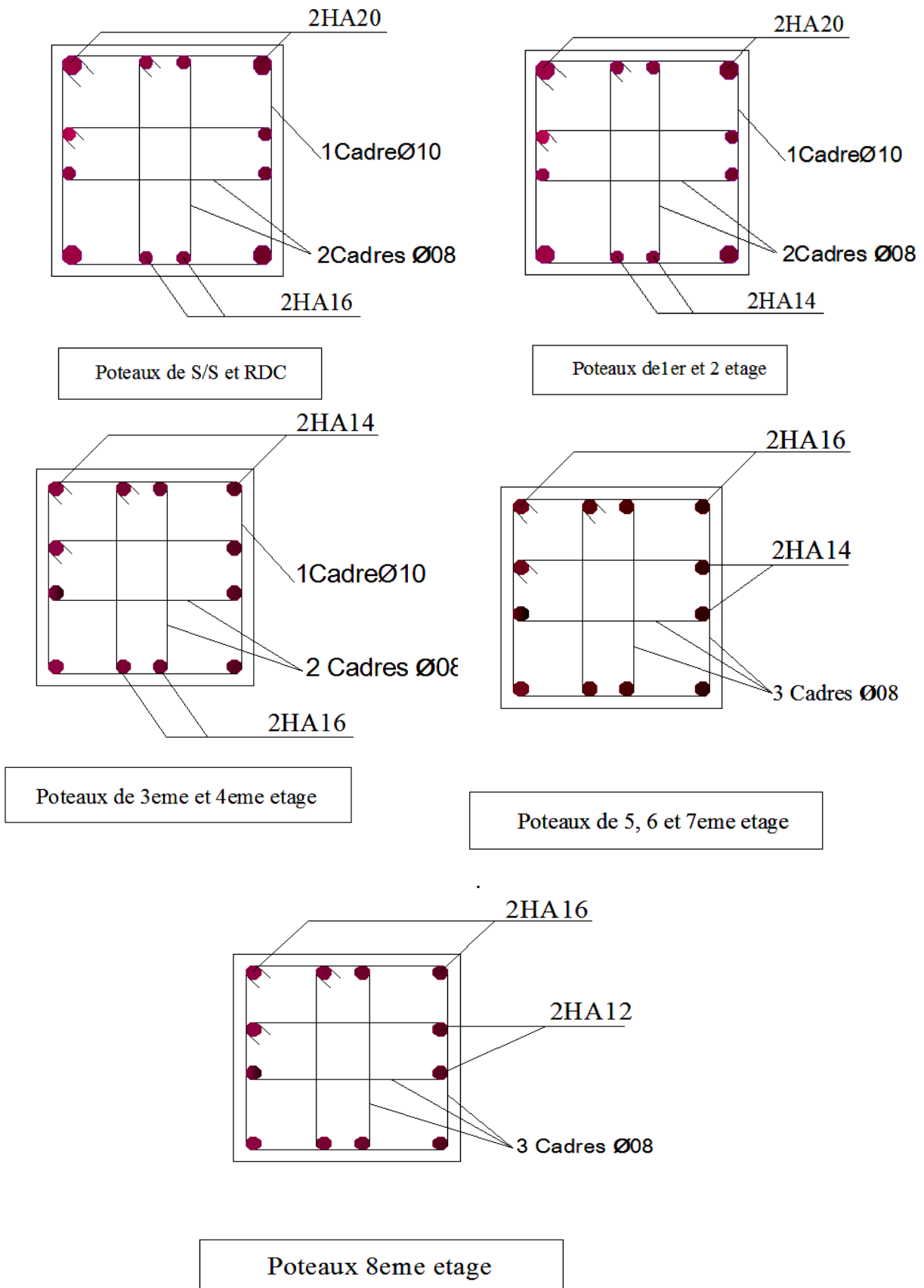


Fig. V. 5 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V. 3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$ RPA99 (Article 5.2)
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003

V. 3. 1.1. Armatures longitudinale

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone *Ila*).
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V. 3. 1.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V. 3. 2. Calcul de ferrailage

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

On a: $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

Donc :

- ✓ Pour les poutres principales : $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h = 7.875 \text{ (cm}^2\text{)}$
- ✓ Pour les poutres secondaires : $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h = 7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Le ferrailage sera directement déduit du logiciel **SAP2000** (structure modélisée). Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{\text{calcul SAP 2000}}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	N ^{bre} de barres
RDC+ étage service	Principale	35×45	Travée	5.25	7.875	5.75	3T14+1T12
			Appui	7.62		8.01	3T14+3T12
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	5.54		5.75	3T14+1T12
Etage courant.	Principale	35×45	Travée	5.29	7.875	5.75	3T14+1T12
			Appui	7.25		8.01	3T14+3T12
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	5.41		5.75	3T14+1T12
Terrasse accessible	Principale	35×45	Travée	4.23	7.875	4.62	3T14
			Appui	4.55		4.62	3T14
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	3.68		4.62	3T14
Terrasse inaccessible	Principale	35×45	Travée	4.23	7.875	4.62	3T14
			Appui	4.23		4.62	3T14
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	3.68		4.62	3T14

Tableau.V.8: Les armatures longitudinales dans les poutres.

V.3.3. Les vérifications à l'ELU

1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tel que : $\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	0,09074	0,617	Vérifiée
Secondaires	0,04174	0,322	Vérifiée

Tableau. V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

3. Les armatures transversales

3.1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3).}$$

➤ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

3.2 Espacements des barres

✓ Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b.$$

✓ Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40cm) \rightarrow S_{t1} \leq 36.46cm..$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 67cm.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

✓ Exigences du RPA

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Zone nodale : $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 * \phi_l)$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Espacements	Poutres principales	Poutres secondaires
S_{t1} (cm)	37	33
S_{t2} (cm)	57	57
S_{t3} (cm)	Rejeté(-)	Rejeté (-)
2S_t (cm)	37	33
S_{t1} (RPA) (cm)	16	16
S_{t2} (RPA) (cm)	11,25	10
S_t (zone courante) (cm)	15	15
S_t (zone nodale) (cm)	10	10

Tableau. V.10 : calcul d'espacements des barres

3.3. Vérification de la section minimale A_t

Pour les poutres principales

$$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.575 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poutres secondaires

$$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.575 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérifications des armatures longitudinales

✓ **Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

- $L_r \geq 40 * \phi$ en zone II
- $\phi = 20mm \quad L_r \geq 40 * 20 = 80cm$
- $\phi = 16mm \quad L_r \geq 40 * 16 = 64cm$
- $\phi = 14mm \quad L_r \geq 40 * 14 = 56cm$
- $\phi = 12mm \quad L_r \geq 40 * 12 = 48cm$

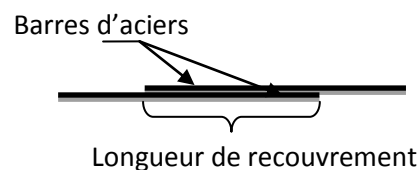


Fig.V. 6: Longueur de recouvrement

✓ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

-En zone courante

$$3T14+1T12=5.75 \text{ cm}^2 < 4\% * b * h = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

-En zone de recouvrement

$$3T14+3T12 = 8,01 \text{ cm}^2 < 6\% * b * h = 94.5 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

✓ **Cisaillement**

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_L (cm)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	0.09074	0.07246	2.608	2.55	Vérifiée
Secondaires	5.75	0.04174	0.038	1.20	9.32	Vérifiée

Tableau. V.11 : Vérification au cisaillement.

V.3.4. Les vérifications à l'ELS

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres		M_{ser} (MN)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	appui	0.05341	0.00265	0.1470	2.96	vérifiée
	travée	0.03835		0.1470	2.96	vérifiée
Secondaires	appui	0,02906	0.00186	0.1361	2.126	vérifiée
	travée	0,01473		0.1361	0.126	vérifiée

Tableau. V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

✓ Etat limite de déformation (flèche)

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

poutres	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau. V.13 : vérification des conditions de la flèche

V.3.5.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

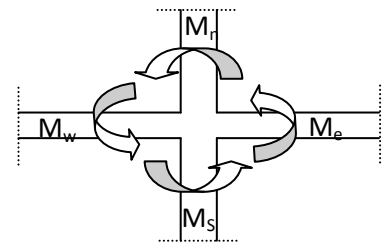


Fig.V. 3 : Schéma de la Zone nodale

1. Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'acier dans la section du béton.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Niveau		Section	Z	A _s	M _r
		(cm)	(cm)	(cm ²)	(KN.m)
Sous-sol	rive	60*55	54	28,65	538,39
	int			28,65	538,39
RDC	rive	60*55	54	28,65	538,39
	int			28,65	538,39
1 ^{er} étage	rive	55*55	49,5	24,88	428,58
	int			24,88	428,58
2 ^{ème} étage	rive	55*55	49,5	24,88	428,58
	int			24,88	428,58
3 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	400,50
	int			22,24	400,50
4 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	400,50
	int			22,24	400,50
5 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
6 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
7 ^{ème} étage	rive	50*45	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
8 ^{ème} étage	rive	45*45	40,5	17,09	237,34
	int			17,09	237,34

Tableau. V.14 : Moments résistants dans les poteaux.

2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; on effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau :

- nœud de rive.
- nœud intermédiaire.

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau ci-dessus :

Niveau		M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25(M_e+M_w)$	Observation
Sous-sol	rive	538,39	538,39	1076,78	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	538,39	538,39	1076,78	152,35	152,35	380,89	vérifiée
RDC	rive	538,39	538,39	1076,78	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	538,39	538,39	1076,78	152,35	152,35	380,89	vérifiée
1 ^{er} étage	rive	428,58	428,58	857,16	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	428,58	428,58	857,16	141,22	141,22	353,05	vérifiée
2 ^{ème} étage	rive	428,58	428,58	857,16	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	428,58	428,58	857,16	141,22	141,22	353,05	vérifiée
3 ^{ème} étage	rive	400,50	400,50	801	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	400,50	400,50	801	141,22	141,22	353,05	vérifiée
4 ^{ème} étage	rive	400,50	400,50	801	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	400,50	400,50	801	141,22	141,22	353,05	vérifiée
5 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
6 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
7 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
8 ^{ème} étage	rive	237,34	237,34	669	130,23	130,23	325,575	vérifiée
	int	237,34	237,34	474,68	130,23	130,23	325,575	vérifiée

Tableau. V.15 : Vérification des zones nodales.

○ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :

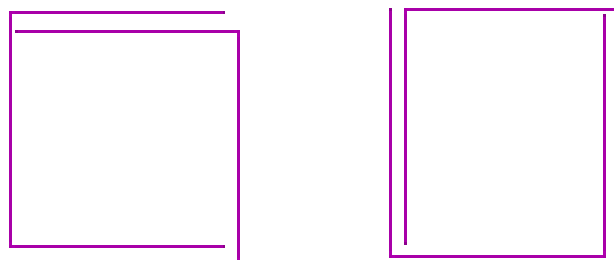


Fig. V.8 : Armature transversales dans les zones nodales

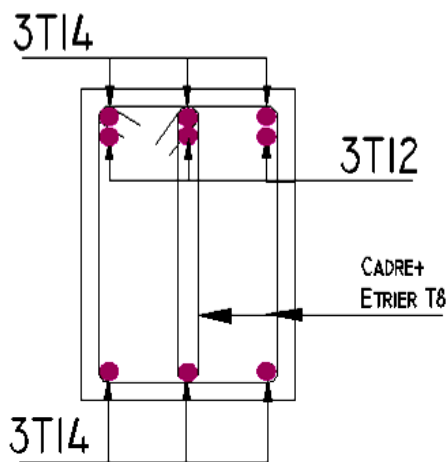
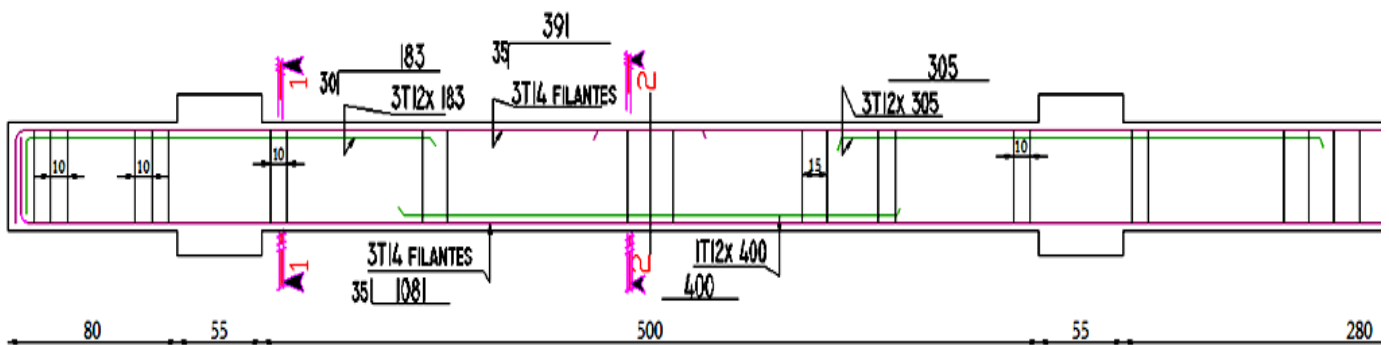
Conclusion

La vérification dans les zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

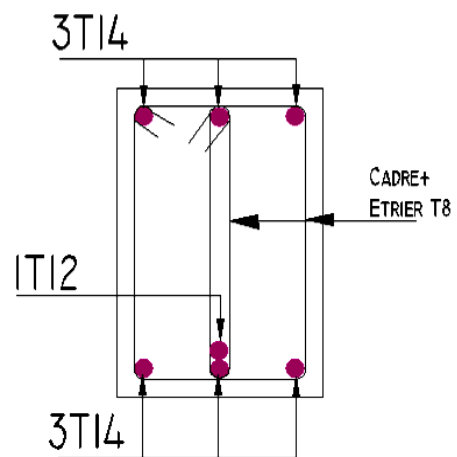
V.3.6. Schémas de ferrailage

Comme exemple de schéma de ferrailage on va prendre les poutres principales et secondaires de l'étage service, et c'est idem pour les autres types de poutres.

- Poutres principales



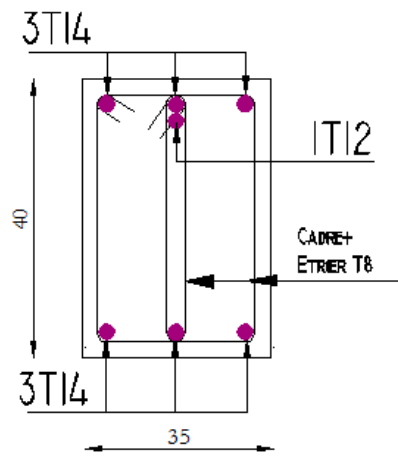
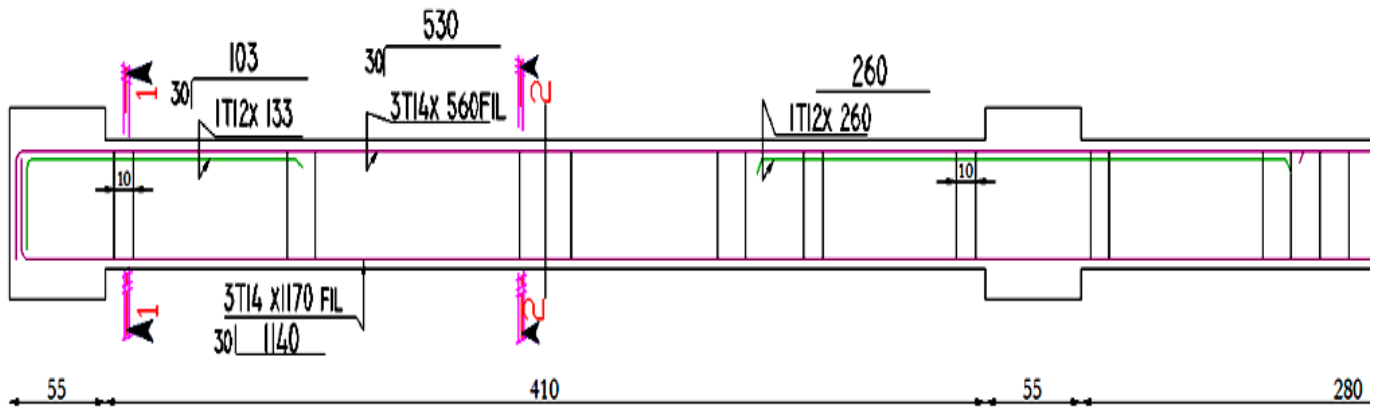
Coupe 1-1



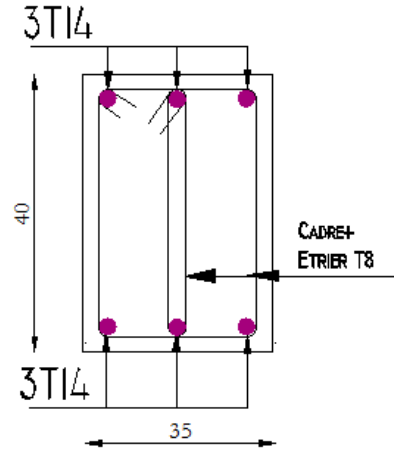
Coupe 2-2

Fig. V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principale d'étage service.

➤ Poutres secondaires



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Fig. V.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage service.

V.4. Etude des voiles

V.4.1. introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA99/03

1. Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

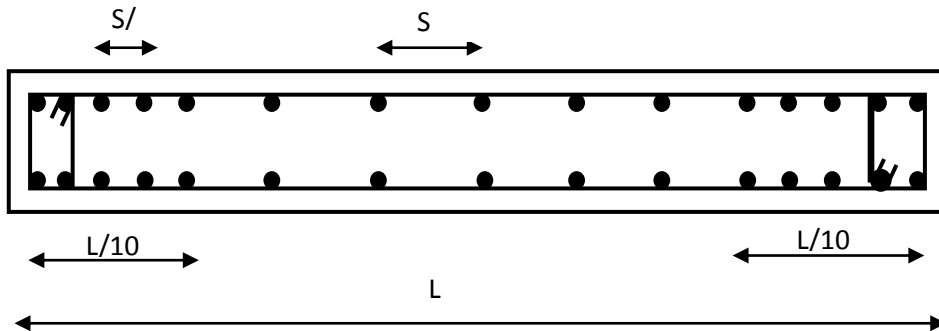


Fig. V.11 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

2. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - l'espacement $S_t = \min(1.5 \times e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

3. Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m².

V.4.3. Disposition des voiles

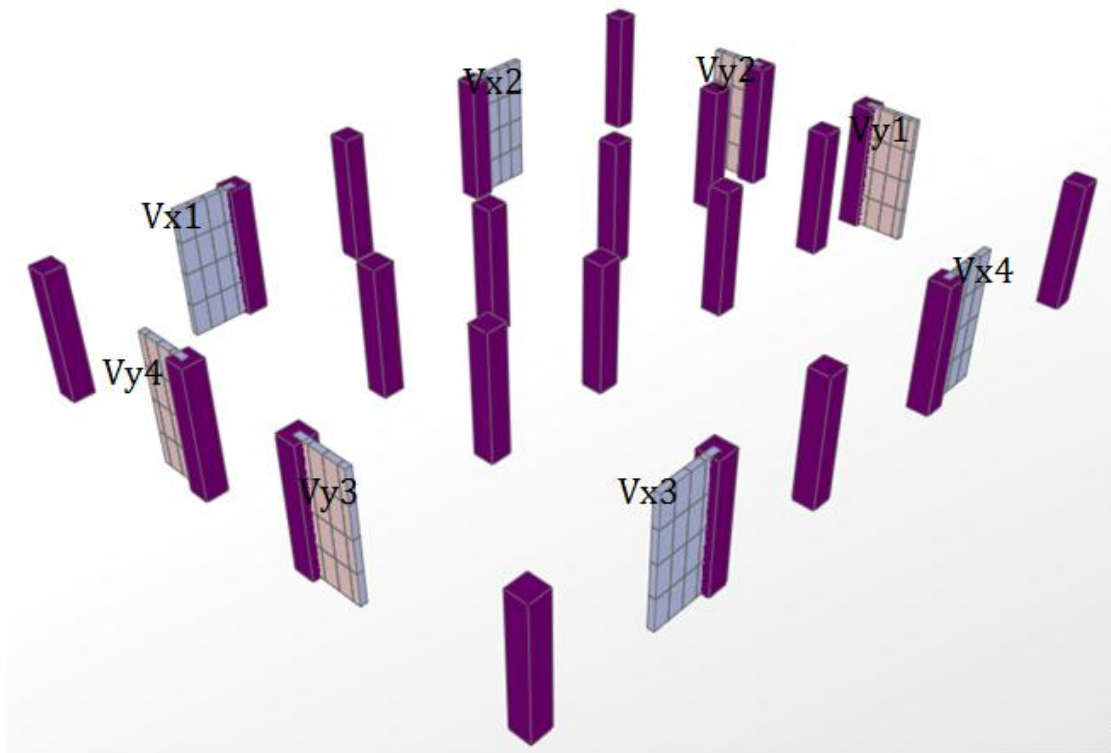


Fig.V.12 : Disposition des voiles.

V.4.4. Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel SAP2000, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Voiles		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V
		KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
Vx1	e=20cm	1288.92	181.1208	181.1208	1288.92	-49.729	-168.2805	117.299
	e=15cm	2081.435	-603.0012	-603.0012	2081.435	757.508	-423.1168	43.784
Vx2	e=20cm	1539.584	252.4737	252.4737	1539.584	-5.43	-190.4856	140.455
	e=15cm	870.849	24.5226	25.8364	698.924	327.687	10.3637	22.837
Vx3	e=20cm	1490.96	163.4993	-236.8287	202.017	-48.189	-225.8972	133.173
	e=15cm	842.894	-17.2773	-29.1248	519.786	334.942	-11.2348	26.349
Vx4	e=20cm	1219.963	194.2433	-207.9687	271.995	47.418	-205.4881	173.709
	e=15cm	712.275	-3.8402	-43.2799	461.809	235.392	-4.4917	77.313
Vy1	e=20cm	1535.493	-325.0777	-325.0777	1535.493	36.127	238.228	157.378
	e=15cm	731.042	-148.8984	-148.8984	731.042	177.446	39.2968	114.989
Vy2	e=20cm	1551.245	-226.4268	317.0762	-61.405	-61.405	317.0762	151.807
	e=15cm	731.951	-13.4192	80.0763	335.768	183.193	69.4699	43.947
Vy3	e=20cm	1950.397	-379.0107	-379.0107	1950.397	78.428	271.4035	191.738
	e=15cm	991.269	-63.215	-85.7342	929.026	290.928	9.2033	33.111
Vy4	e=20cm	1847.008	-283.8343	376.7642	72.12	72.12	376.7642	200.452
	e=15cm	928.562	56.5365	93.3397	494.091	285.273	79.7379	44.096

Tableau. V.16 : Sollicitations de calcul dans les voiles

V.4. 5.Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{\text{calc}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée

- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Exemple de calcul :

On prend comme exemple le voile V_{y2} :

- $N_{max}=1551.245 \text{ KN} \rightarrow M_{cor}=-226.4268 \text{ KN.m}$
- $N_{min}=-61.405 \text{ KN} \rightarrow M_{cor}=317.0762 \text{ KN.m}$
- $M_{max}=317.0762 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor}=-61.405 \text{ KN}$

✓ Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e^*l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1.5\text{m}$, $d = 1.35\text{m}$, $e = 0.2\text{m}$

❖ Pour ($N=1551.245\text{KN}$, $M =226.4268 \text{ KN.m}$) on a :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{226.4268}{1551.245} = 0.146\text{m}$$

$$e_G < \frac{L}{2} = 0.75\text{m} \Rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section.}$$

Calcul de M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 226.4268 + 1551.245 \times (1.35 - 0.75) = 1157.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 1157.17 \text{ KN.m}$$

Si:

- $N(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b^*L^*f_{bu} \Rightarrow$ section partiellement comprimé.
- $N(d-d') - M_{ua} \geq (0.337L - 0.81d')b^*L^*f_{bu} \Rightarrow$ section entièrement comprimé.

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 1551.245(1.35 - 0.15) - 1157.17 = 704.324 \text{ KN.m} = 0.704 \text{ MN.m}$$

$$(0.337L - 0.81d')e.L.f_{bu} = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.15)0.2 \times 1.5 \times 18.48 = 2.128 \text{ MN.m}$$

$$0.704 \text{ MN.m} \leq 2.128 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{1157.17 * 10^{-3}}{0.2 * (1.35)^2 * 18.48} = 0.171$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.236$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 1.222\text{m}$$

$$A_1 = \frac{1157.17 * 10^{-3}}{1.222 * 400} = 23.67 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -15.11 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 1.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min}^{ZC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{1551.245 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} + \frac{226.4268 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = 8.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1551.245 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} - \frac{226.4268 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = -2.15 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.311 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 1.24 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c, \text{ avec : } L_c = L - 2L_t = 0.074 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = 1.75 \text{ cm}^2$$

- ❖ Pour ($N = -61.405 \text{ KN}$, $M = 317.0762 \text{ KN.m}$) on a :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{317.0762}{61.405} = 5.16 \text{ m}$$

$e_G > \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de traction et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement tendue.

Le calcul ce fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 317.0762 - 61.405 \left(1.35 - \frac{1.5}{2} \right) = 280.233 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{280.233 \times 10^{-3}}{0.2 \times (1.35)^2 \times 18.48} = 0.0416$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0183$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 1.34 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{280.233 \times 10^{-3}}{1.34 \times 400} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.15\% * e * L = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 0.2\% * e * L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{61.405 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} + \frac{317.0762 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = 4.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{61.405 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} - \frac{317.0762 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = -4.02 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.713 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 2.85 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}$$

On choisit: 10T10=7.85cm²

$$A_{\min}^c = 0.1\% * e * L_c, \text{ avec : } L_c = L - 2L_t = 0.074 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = 0.148 \text{ cm}^2$$

On choisit : 2T10=1.57cm²

Calcul des armatures horizontales :

On a : V=151.807KN

$$\tau_v = \frac{V}{b * d} = \frac{151.807 * 10^{-3}}{0.2 * 1.35} = 0.562 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \text{ vérifiée}$$

Pour $S_t=20 \text{ cm}^2$ on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h = 3 \text{ cm}^2$
- $A_h^{\text{calc}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{9.42}{4} = 2.35 \text{ cm}^2$

On choisit : 5T10=3.93cm²

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

	Voile Vx1		Voile Vx2		Voile Vx3		Voile Vx4	
	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm
L(m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
M(KN.m)	-168.28	-423.116	-190.485	24.522	-225.897	-17.277	-207.968	-3.8402
N (KN)	-49.729	757.508	-5.43	870.849	-48.189	842.894	271.995	712.275
V(KN)	117.299	43.784	140.455	22.837	133.173	26.349	173.709	77.313
τ_V (Mpa)	0,76	0.284	0.910	0.197	0.863	0.228	1.126	0.668
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Av cal /face (cm ²)	4.3	2.18	4.29	0	5.62	0	8.2	0
Avmin/face(cm ²)	3.6	2.7	3.6	2.7	3.6	2.7	3.6	2.7
A adop/face (cm ²)	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	9.42	7.85
N ^{barre} /face	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	12T10	10T10
S _t (cm)	12	12	12	12	12	12	10	12
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	2.35	1.96
Ah min/face/ml (cm ²)	3	2.25	3	2.25	3	2.25	3	2.25
Ah adop/face (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N ^{barre} /face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles // à x-x' L=1.2 m

	Voile Vy1		Voile Vy2		Voile Vy3		Voile Vy4	
	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm
L(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
M (KN.m)	238.228	39.2968	317.076	69.469	271.403	9.2033	376.764	79.737
N (KN)	36.127	177.446	-61.405	183.193	78.428	290.928	72.12	285.273
V(KN)	157.378	114.989	151.807	43.947	191.738	33.111	200.452	44.096
τ_U (Mpa)	0.816	0.795	0.562	0.304	0.994	0.229	1.039	0.305
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Av cal /face(cm²)	4.14	0	6.75	0.79	4.29	0	6.38	1.77
Avmin/face(cm²)	4.5	3.37	4.5	3.37	4.5	3.37	4.5	3.37
A adop face(cm²)	9.42	7.85	9.42	7.85	9.42	7.85	9.42	7.85
N^{barre}/face	12T10	10T10	12T10	10T10	12T10	10T10	12T10	10T10
S_t (cm)	12.5	15	12.5	15	12.5	15	12.5	15
Ah cal/face/ml (cm²)	2.35	1.96	2.35	1.96	2.35	1.96	2.35	1.96
Ah min/face/ml (cm²)	3	2.25	3	2.25	3	2.25	3	2.25
Ah adop/face (cm²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{barre}/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles // à y-y' L=1.5 m

Exemples de ferrailages des voiles (V_{x1} et V_{y2})

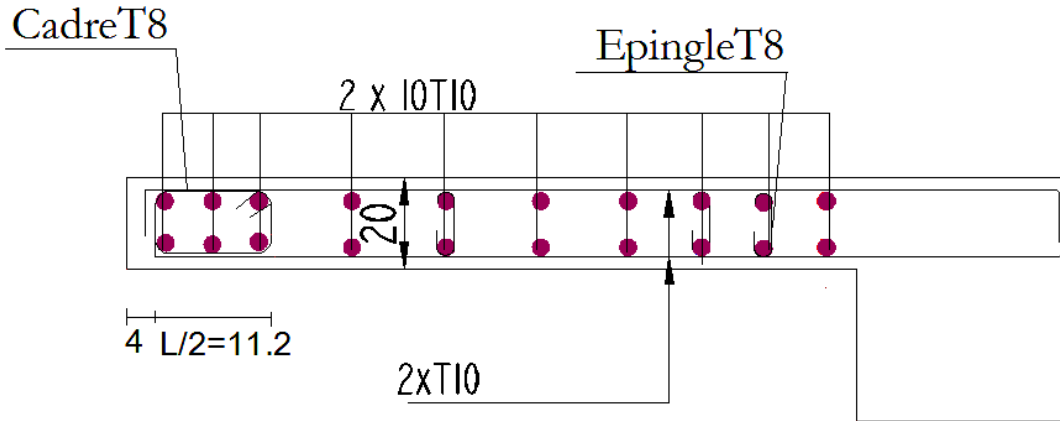


Fig. V.13 : Exemple de ferrailage du voile V_{x1} (e=20cm)

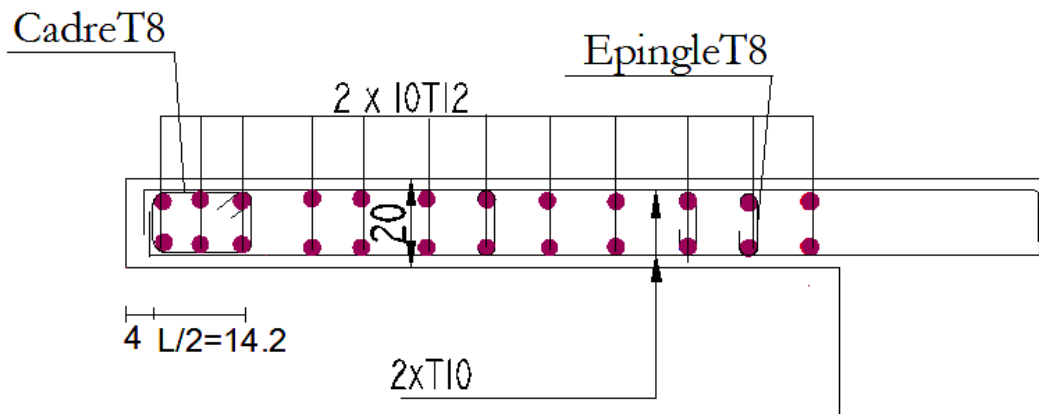


Fig. V.14 : Exemple de ferrailage du voile V_{y2} (e=20cm)

Etude de l'infrastructure

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

VI.1.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2.8m, du niveau de base.

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.1.2.1 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $N/S \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

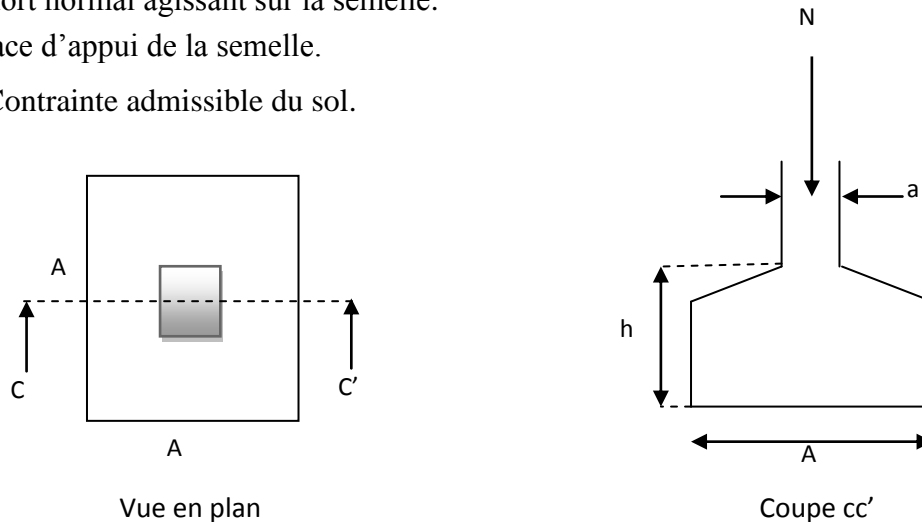


Fig. VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Le Poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a*b$), donc $S = A * B$.

$N = 1969,063 \text{ KN}$; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.1 \text{ Mpa} = 100 \text{ kpa}$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}} \text{ AN: } B = 4,63 \text{ m.}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens yy' est de 5.3m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.1.2.2 Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

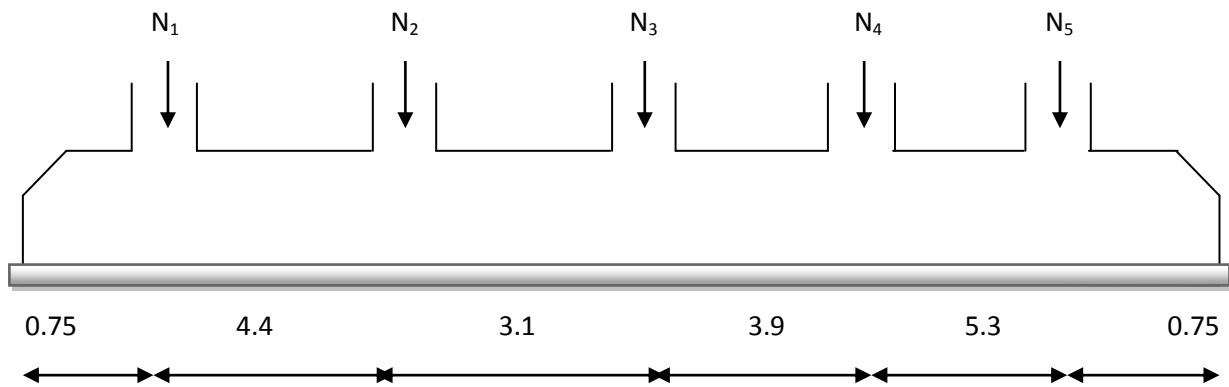


Fig. VI.2 : Schéma d'une semelle filante

Nous allons faire le calcul comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

On choisit le Portique le plus sollicité :

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = \sum N_i.$$

$$N_1 = 1621 \text{ KN}, N_2 = 1786.48 \text{ KN}, N_3 = 1751.15 \text{ KN}, N_4 = 1840.48 \text{ KN} \quad N_5 = 1516.6 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 8515.71 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8515.71}{100 \times 18.2} = 4.7 \text{ m}.$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général.

VI.1.2.3 Vérification du radier général.

VI.1.2.3.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.1.2.3.2 pré dimensionnement

a. Condition de coffrage

-Nervure

$$L_{max} = 5.3 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 70 \text{ cm.}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

-Dalle

$$hr \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$hr \geq 26,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_r = 40 \text{ cm.}$$

b. Condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : Module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : Largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$\text{On a } \begin{cases} ht = 70 \text{ cm} \\ I = 0.0285 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.09 \text{ m} \\ L_{max} = 5.3 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.85 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Non vérifie}$$

On redimensionne les nervures avec $ht = 80 \text{ cm}$.

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 80 \text{ cm} \\ I = 0.0426 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.42 \text{ m} \\ L_{max} = 5.3 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.37 \text{ m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifie}$$

Donc on opte pour $h_t = 80 \text{ cm}$.

c. La surface du radier

Soit : N_s les charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir de SAP2000.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{35241.682}{100} = 352.5m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 16.7 \times 12.9 = 215.43m^2$

$S_{bat} < S_{radier} \Rightarrow$ Le radier avec débord (D)

VI.1.2.3.3 Vérifications

1) Vérification au poinçonnement

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

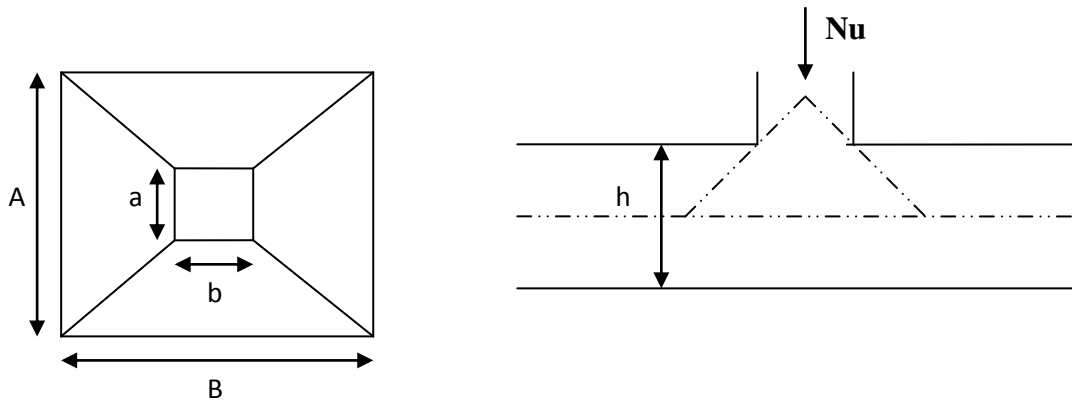


Fig. VI.3: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\text{CBA93(article A.5.2.4.2)}.$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : hauteur total du radier.

$$\mu_c = (A + B)*2.$$

Avec: $A = a + h$; $B = b + h$

$$\mu_c = (2*(1.4+ 1.35)) = 5.5m.$$

$$h = 80 \text{ cm.}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$$Q_u = 1969,063 \text{ KN} \leq 0.045*5.5*0.8*25/1.5 = 3300 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

2) Vérification de la contrainte du sol DTR BC 2.3.3.1 (Art : 3.541 (a))

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme socotec on a :

I_x = moment d'inertie suivant xx

I_y = moment d'inertie suivant yy

$I_x = 2987.47\text{m}^4$, et $X_G = 8.45\text{m}$

$I_y = 5006\text{m}^4$, et $Y_G = 6.45\text{m}$.

$$N' = N_{\text{ser}} + P \Rightarrow N' = 35241.682 + (25 \times 0.40 \times 352.5) \Rightarrow N' = 38766.682\text{KN}$$

Avec :

$$P = \gamma_b \times h_r \times S = 2154.3\text{KN} \quad c' \text{ est le poids propre de radier.}$$

σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000.

Sens X-X

$$N' = 38766.682\text{KN} \quad \text{et} \quad M_x = 13.75\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{38766.682}{352.5} + \frac{13.7500}{2987.47} \times 6.45 = 110.03\text{KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{38766.682}{352.5} - \frac{13.7500}{2987.47} \times 6.45 = 109.97\text{KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} > \bar{\sigma}_{sol} \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$N' = 38766.682\text{KN}$$

$$M_y = 176.91\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{38766.68}{352.5} + \frac{176.91}{5006} \times 8.45 = 110.01\text{KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 109.94\text{KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} > \bar{\sigma}_{sol} \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où il faut augmenter la surface du radier, donc un débord est nécessaire.

$$D \geq \max\left(\frac{hr}{2}, 30\text{cm}\right) \quad \text{On prend } D = 60\text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} = 392.55\text{ m}^2$$

$$N' = N_{\text{ser}} + P \Rightarrow N' = 35241.682 + (25 \times 0.40 \times 392.55) \Rightarrow N' = 39167.182\text{KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{39167.182}{392.55} + \frac{13.7500}{2987.47} \times 6.45 = 99.8 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{38766.682}{352.41682} - \frac{13.7500}{2987.47} \times 6.45 = 99.78 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{39167.182}{392.55} + \frac{176.91}{5006} \times 8.45 = 99.92 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 99.62 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

3) vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

N_u : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{48555.318 \times 5.3 \times 1}{2 \times 392.55} = 327.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{327.78}{1 \times 0.36} = 0.91 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \text{verifie}$$

4) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99(Article 10.1.5)

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{13.75000}{39167.182} = 0.00035 \text{ m} < \frac{16.7}{4} = 4.175 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Dans le sens Y-Y: } e = \frac{176.91}{39167.182} = 0.0045 \text{ m} < \frac{12.9}{4} = 3.225 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

5) Vérification de la poussé hydrostatique

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique.

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$N = 31592.093 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.8 \text{ m}$ (la hauteur de la parie ancrée du bâtiment).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 392.55 \text{ m}^2$).

F_s : 1.5 (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve : $N = 31592.093 \text{ KN} \geq 1.5 * 2.8 * 392.55 * 10 = 16487.1 \text{ KN}$ (vérifiée).

Donc, les sous-pressions ne sont pas à craindre

VI.1.2.4 Ferrailage du radier

VI.1.4.1 Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

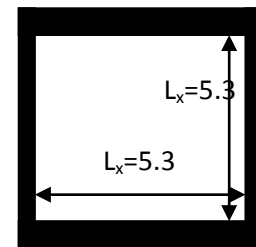


Fig. VI.4 : dalle sur quatre appuis

a. Calcul des sollicitations

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{48555.318}{392.55} + 1.35 \times 10$$

$$\Rightarrow q_u = 137.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{31592.093}{392.55} + 10 = 90.479 \text{ KN/m}^2$$

1) ELU

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.3}{5.3} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 141.815 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 141.815 \text{ KNm}$$

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 120.54 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 120.54 \text{KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 70.91 \text{KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{m}^2$

b. Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 40 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 1$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.2 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.2 \text{cm}^2 > 0.8 \text{cm}^2$ c'est vérifié

Sens		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	Travée	120.54	14.87	3.2	5T20=15.71	20
	Appui	70.91	6.4	3.2	5T20=7.7	20
y-y	Travée	120.54	14.87	3.2	5T20=15.71	20
	Appui	70.91	6.4	3.2	5T20=7.7	20

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de la dalle du radier

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

Sens Y-Y : $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 364.22 \text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{364.22}{1 \times 0.36} = 1.01 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Sens X-X : $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 242.37 \text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{242.37}{1 \times 0.36} = 0.673 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

2) L'ELS

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases} \dots\dots \text{[Annexe 3]}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 120.1KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 11.2KNm$

➤ En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 102.085KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 9.53KNm$

➤ En appui :

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 60.05KNm$

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

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 201.63) = 201.63MPa$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens		M (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	Travée	102.085	5T20=15.71	10.88	191629	5.796	200	vérifiée
	Appui	60.05	5T20=7.7	39.27	25758.2	4.48	114.45	
y-y	Travée	9.53	5T20=15.71	10.88	191629	0.54	18.74	
	Appui	60.05	5T20=7.7	39.27	25758.2	4.48	114.45	

Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

c) Schéma de ferrailage :

Coupe A-A

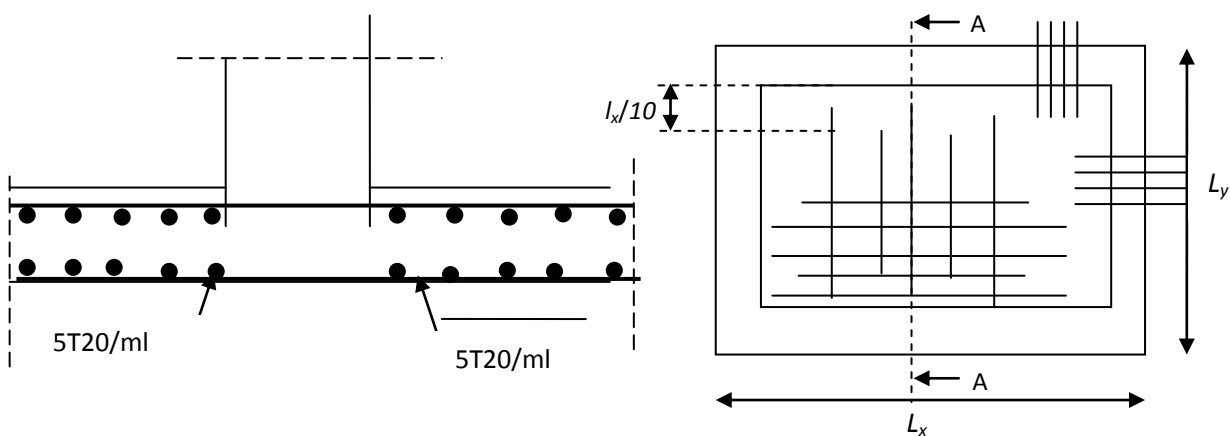


Fig. VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.1.4.2 Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 33.61 \text{KNm}$$

$$D = 70 \text{cm.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.105 \text{cm}^2$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

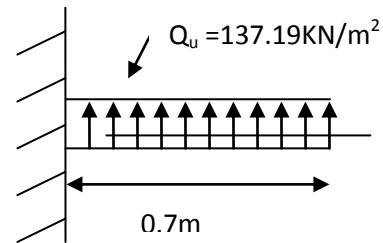


Fig. VI.6: Schéma statique du débord

$q_u(\text{KN/m}^2)$	M_u (KNm)	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2/ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
137.19	33.61	3.02	4.105	5T12=5.65	2	116.6	15	201.63

Tableau VI.3 : Résumé des résultats (ferrailage de débord)

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.75 \text{MPa}$$

$$\text{Sachant que : } V_u = q_u \times l = 137.19 \times 0.6 = 82.314 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.023 \text{MPa} < 3.75 \text{MPa} \quad \dots \text{ C'est vérifiée pas d'armatures transversales.}$$

VI.1.4.3 Ferrailage des nervures

1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

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 à $\rho = 1 \Rightarrow$ 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.

$$q_u = 137.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 90.479 \text{ KN} / \text{m}^2$$

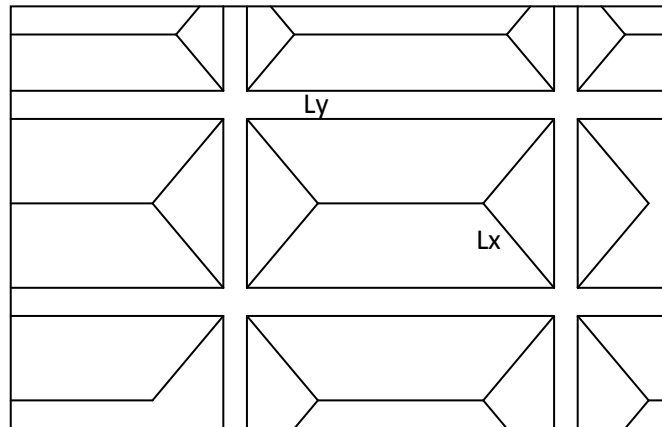


Fig. VI.7 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

➤ **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 :

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

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

➤ **Sens longitudinale (x-x)**

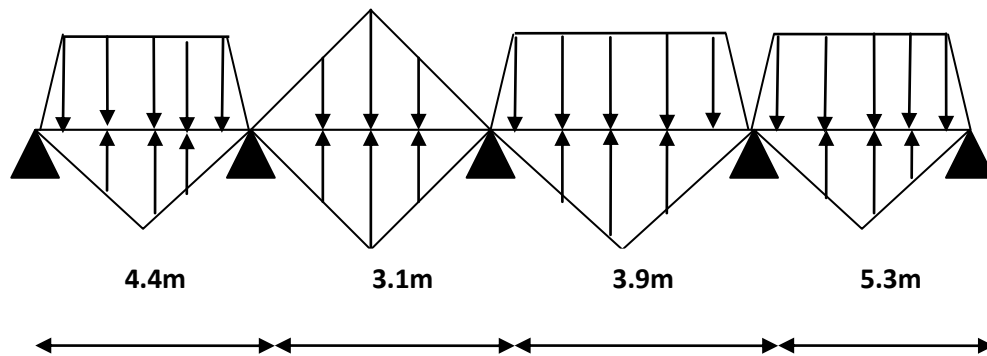


Fig. VI.8 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

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	4.4	4.4	402.424	49.80	660.135	199.36	440.53	-163.11
B-C	3.1	2.48	283.526	660.135	318.44	590.33	322.86	-102.42
C-D	3.9	3.12	356.694	318.44	1068.75	422.83	459.9	-75.13
D-E	5.3	5.3	484.738	1068.75	72.25	803.50	175.53	-551.57

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales

➤ Sens transversal (y-y):

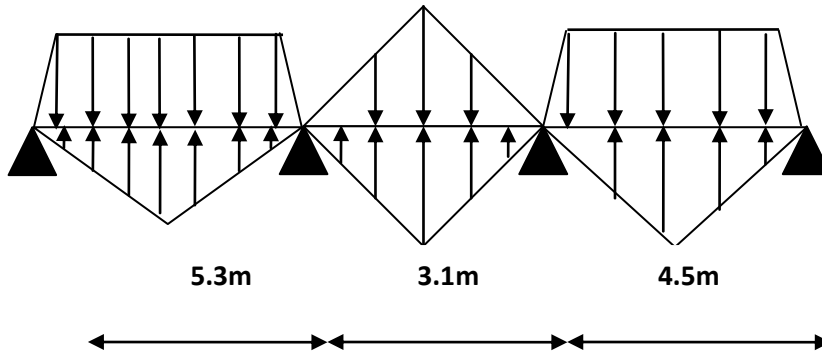


Fig.VI.9 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	L' (m)	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	5.3	5.3	484.74	72.25	1156.68	27.63	568.16	-158.94
B-C	3.1	2.48	283.526	1156.68	705.02	1103.86	66.94	-664.3
C-D	4.5	4.5	411.57	705.02	52.1	516.85	163.58	-453.77

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h_t = 0.80m$

$h_0 = 0.40m$

$b_0 = 0.5m$

$d = 0.72m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{530}{10}; \frac{530}{2})$

$b_1 \leq \min(53; 53)$

Soit : $b_1 = 50cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$

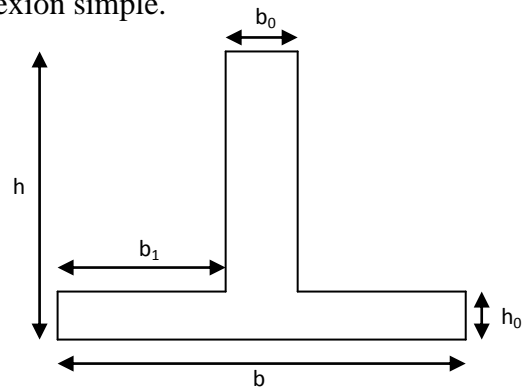


Fig. VI.10. : Section à ferrailer

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix(cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	803.500	38.8	24.00	5T25+10T14=39.94	10
	appuis	1068.75	51.18	24.00	5T25+10T20=55.96	10
Y-Y	Travée	1103.86	52.86	24.00	10T25+5T14=56.78	10
	appuis	1156.68	62.00	24.00	10T25+5T20=64.80	10

Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.

1) Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant

- Sens x-x :

V_{max} = 459.9KN.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.27MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

- Sens y-y :

V_{max} = 664.3KN.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.845MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

➤ Armatures transversales Béton Armé IUP GCI3 (Article3.2.1)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28 ; 5 ; 1.6) = 16mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

➤ Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l_{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20 ; 12 ; 1.6) = 12cm$$

On prend St=10cm en zone nodale et 10cm en travée.

2) Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

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

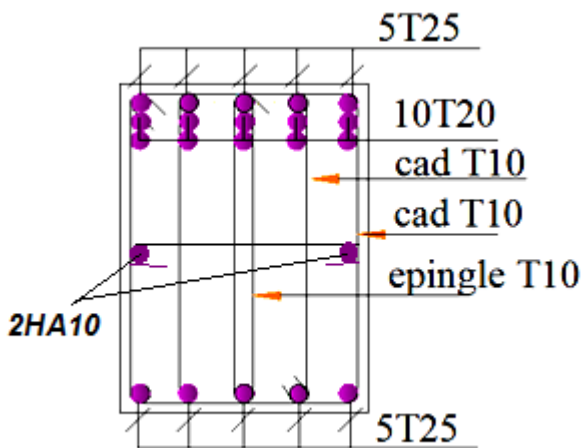
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	Observation
x-x	M_t	705.6	9.28	177.29	vérifiée
	M_a	899.07	7.13	179.05	
y-y	M_t	911.5	7.23	187.99	
	M_a	978.33	8.03	196.21	

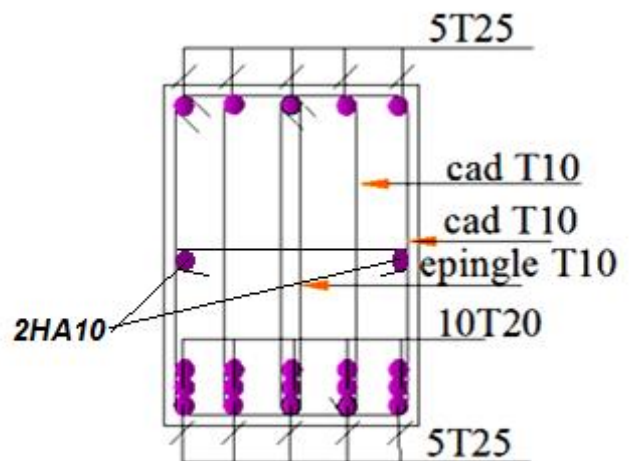
Tableau VI.7 : vérification des contraintes des nervures de radier

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 55.96 > 10.36$ c'est vérifié

Selon X-X



En travée



En appui

Selon Y-Y

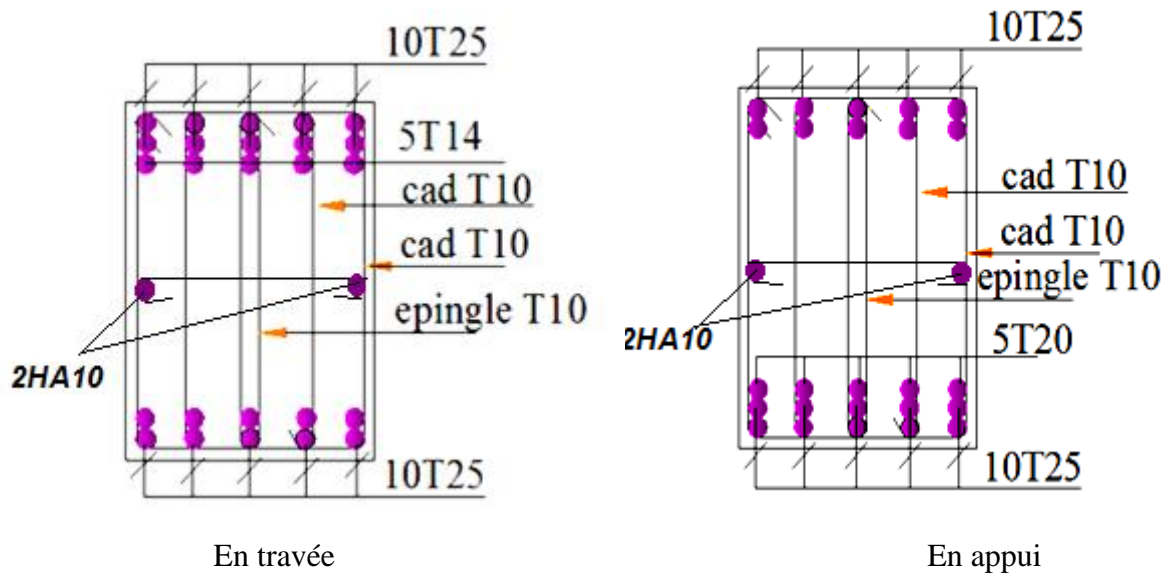


Fig.VI.11. Schéma de ferrailage des nervures

VI.2 Étude du voile périphérique

VI.2.1.Définition

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.2.2 .Dimensionnement des voiles

- -Hauteur : $h=3.23m$.
- -Longueur : $L=5.3m$.
- -Épaisseur : $e=20cm$.

VI.2.3.Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 18KN / m^2$
- Angle de frottement : $\varphi = 9^\circ$
- La cohésion : $C = 0.4bar$

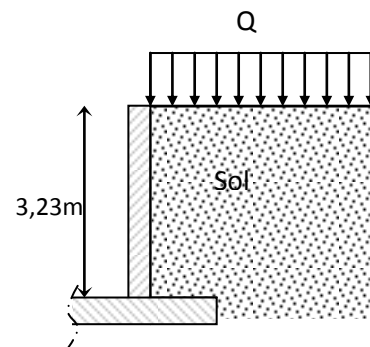


Fig. VI.12. Voile périphérique

VI-2-4) Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow G = 3.23 \times (18 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{9^\circ}{2})) - 0.68 \Rightarrow G = 41.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{9^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 7.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI-2-5) Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **Calcul à l'ELU** : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 67.265 \text{ KN} / \text{m}$.

➤

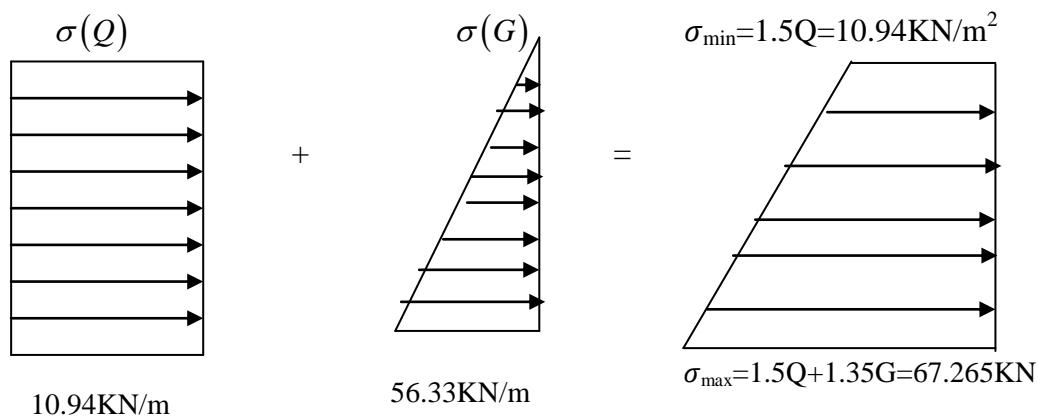


Fig. VI.13. Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 53.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 53.18 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 5.3 \text{ m} ; L_y = 5.3 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.3}{5.3} = 1$$

$\rho > 0.4$ Donc Le panneau travail dans les deux sens

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe 3]$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0368 * 53.18 * (5.3)^2 = 54.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 54.97 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 46.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 46.72 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ap} = 0.5 M_x = 27.485 \text{ KN.m}$$

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
X-X Y-Y	Travée	46.72	10.58	2.00	11.31	10T12
X-X Y-Y	Appui	27.485	5.011	2.00	5.65	5T12

Tableau .VI.8: Section des armatures du voile périphérique.

➤ **Espacements :**

- Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33cm) = 33cm ; Soit : St=10cm
- Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45cm) = 45cm ; Soit : St=10cm

Vérifications :

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ condition vérifiée.

❖ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

On a : $L_x = L_y = 5.3 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{53.18 \times 5.3}{2} = 140.927 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{140.927}{1 \times 0.18} = 0.783 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases} \dots \dots \dots [\text{Annexe 3}]$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 41.73 = 41.73 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 7.29 = 7.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 49.02 + 7.29}{4} = 38.58 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 38.58 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.0441 * 38.58 * (5.3)^2 = 47.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.779 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 40.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 4.06 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ap} = 0.5 M_x = 23.89 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(2 * \frac{f_e}{3} ; 201.63 \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
Travée	X-X	40.62	8.1	15	192.06	201.63	vérifiée
	Y-Y	4.06	0.81	15	22.58	201.63	
Appui		23.89	6.13	15	186.8	201.63	

Tableau .VI.9: Résumé des résultats.

VI-2-6) Schéma de ferrailage du voile périphérique :

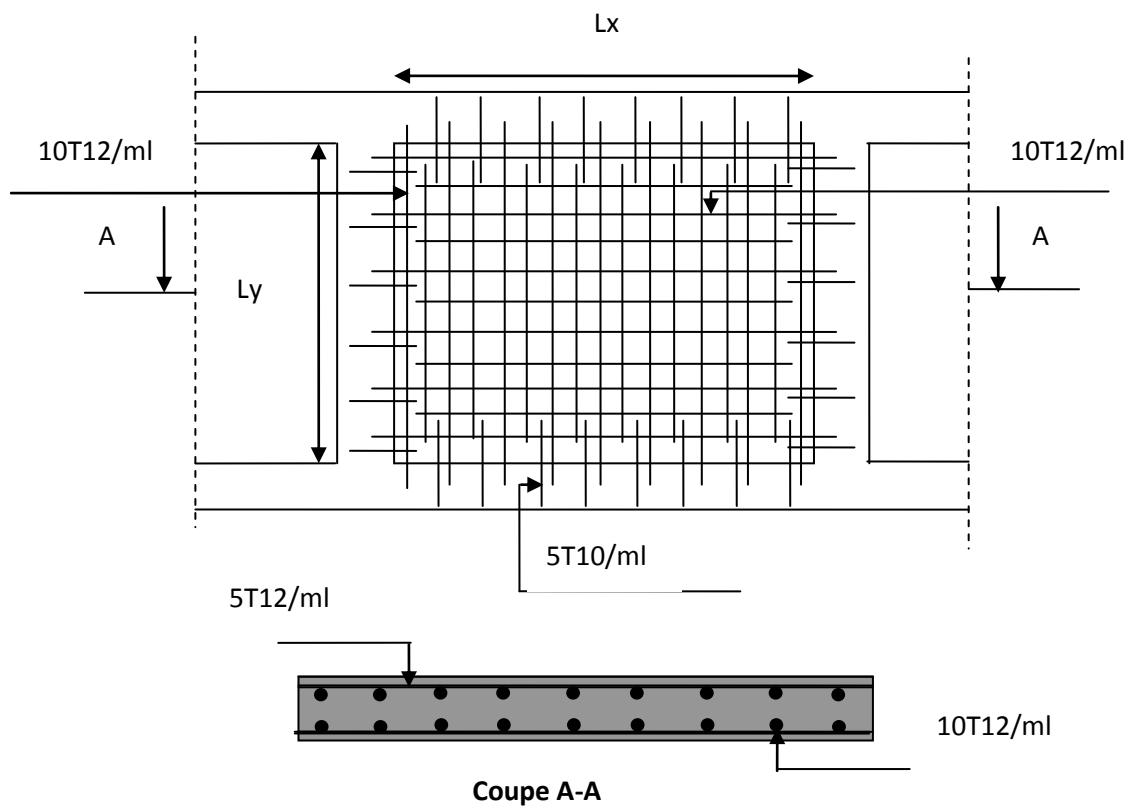


Fig. VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 11 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

ANNEXE 1

I. Exposé de la méthode forfaitaire

I.1. Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$: Moment isostatique d'une travée supposée 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.

I.1.2. Les moments en travées

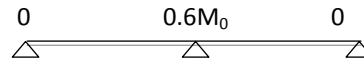
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha); 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.}$$

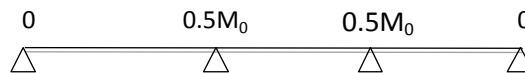
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

I.1.1. Les moments sur appuis

a. Cas d'une poutre continue à deux travées



b. Cas d'une poutre continue à trois travées



c. Cas d'une poutre continue à trois travées



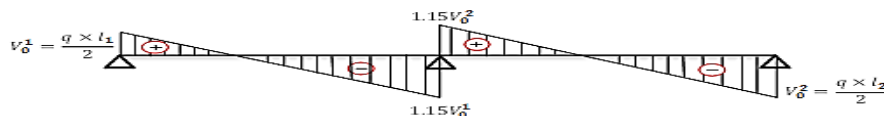
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à : $0.15 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

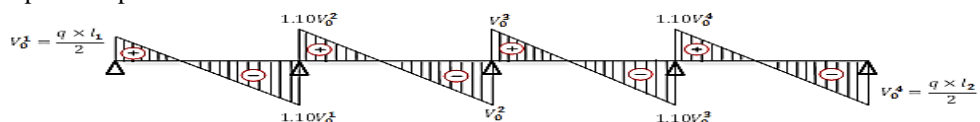
I.2. Calcul des efforts tranchants Vu

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur $V = \frac{q \times l}{2}$ sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre à deux travées.



- 10% pour une poutre à plusieurs travées.



ANNEXE 2

II.2.Exposé de la méthode

La méthode est basée sur la méthode des trois moments, elle tient compte de :

- la variation de l'inertie réelle, due à la variation de la largeur de la table de compression d'une travée à une autre.
- l'amortissement de l'effet du chargement sur les poutres dans le béton armé, ou l'on considère que le chargement sur deux travées voisines de l'appui considéré.

Soit une poutre continue représentée sur la figure ci-dessous :

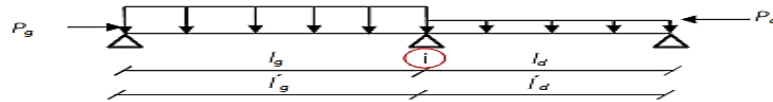


Fig.III.2.Schéma d'une Poutre continue

II.2.1.Calcul des moments

II.2.1.1Moments aux appuis(M_i)

$$M_i = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

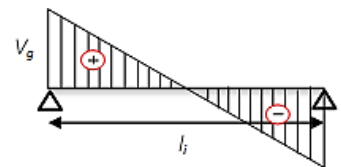
- P_g, P_d : c'est le chargement sur la travée à gauche et à droite de l'appui considéré respectivement.
- l'_g, l'_d : longueurs fictives des travées de gauche et de droite respectivement, la longueur fictive d'une travée de longueur « l » est égale à :
 - l : pour une travée de rive.
 - 0.8l : pour une travée intermédiaire

II.2.1.1.Moments en travées(M)

Les moments en travées sont calculés par la méthode de RDM, en isolant la travée considérée.

- $M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}$
- $M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); x_0 = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$

Le moment maximal dans la travée est égal à : M(x₀).



II.2.2.Calcul des efforts tranchants

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \qquad V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Annexe 3

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite u
 $\times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de
dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 5

Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 11
- SOCOTEC
- Autocad 2009.