



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+6+5 ENTRE SOL A USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILE-PORTIQUE)

Présenté par

MR. TOUAHRI SALIM

MR. TAHIR FERHAT

Encadre par

M_{ME}. SOUIDI Fatiha





Dédicace

*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 sœurs, mes frères qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours et ma grande famille
Celui qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et Binôme Salim
Tous mes amis et mes copains de chambre rafik, mohened et lyes et tous les membres de l'association
culturelle TALWIT AKHENAK*

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

T. Ferhat





Dédicace

*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 sœurs, mes frères qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours et ma grande famille
Celui qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et Binôme Ferhat
Tous mes amis et mes copains de chambre de l'université et tous les membres de l'association
culturelle savoir plus.*

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

T. Salim





Remerciements

Nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de finir ce que nous avons débuté.

Nous exprimons notre sincère gratitude à notre promotrice Mme. SOUIDI Fatiha pour son soutien, sa présence et ses encouragements.

Nos familles qui ne manquaient pas d'être avec nous.

Les enseignants du département de Génie Civil en particulier notre adorable secrétaire Hassiba. Et notre

Les jurys : Mr Brara et Mme Meziani d'accepter d'évaluer notre travail.

Tous ceux qui ont ajouté une retouche à ce tableau ou participé de près ou de loin. En particulier : Nassima, Fatima, Sabrina, Halim, Farid, Tarek, Idriss, Yahia, Hamid, Sofiane, El djoudi, Idris, Aissa, Massi et Tahar ... et bien d'autre.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1	GENERALITES	20
1.1	INTRODUCTION	21
1.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	21
1.3	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	21
1.3.1	Caractéristiques géométriques.....	21
1.4	CONCEPTION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE.....	21
1.4.1	Ossature	21
1.4.2	Les planchers.....	22
1.4.3	Escalier	22
1.4.4	Balcons.....	22
1.4.5	Acrotère	22
1.4.6	Maçonnerie.....	23
1.4.7	Revêtement	23
1.4.8	Système de coffrage	23
1.4.9	Éléments composant l'infrastructure	23
1.4.10	Mur de soutènement.....	23
1.5	LES ETATS LIMITES (BAEL91).....	23
1.5.1	Définition.....	23
1.6	LES ACTIONS	24
1.6.1	Les actions permanentes (G).....	24
1.6.2	Les actions variables (Q).....	24
1.6.3	Les actions accidentelles (FA).....	24
1.7	LES SOLLICITATIONS	25
1.7.1	Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU.....	25
1.7.2	Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS.....	25
1.7.3	Sollicitations accidentelles	25
1.8	LES COMBINAISONS D'ACTION RPA99/2003 (ART 5.2)	26
1.9	CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	26
1.9.1	Béton.....	26
1.9.2	Acier	31
1.10	HYPOTHESES DE CALCUL.....	34
1.10.1	Cas états limites de service	BAEL91 (Art A.4.5.1) 34
1.10.2	Cas états limite ultimes de résistance	BAEL91 (Art A.4.3.2) .. 34
1.11	CONCLUSION	35
CHAPITRE 2	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS....	36
2.1	INTRODUCTION	37
2.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	37
2.2.1	Éléments secondaires.....	37

2.2.2	Pré dimensionnement des éléments structuraux	48
2.3	CONCLUSION	69
CHAPITRE 3		CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES..... 70
3.1	INTRODUCTION	71
3.2	ETUDES DES PLANCHERS	71
3.2.1	Planchers corps creux.....	71
3.2.2	Planchers dalles pleines	105
3.3	ETUDE DE L'ACROTÈRE.....	120
3.3.1	Evaluation des charges et surcharges.....	120
3.3.2	Calcul des sollicitations	121
3.3.3	Ferraillage de l'acrotère	123
3.3.4	Schéma de ferraillage de l'acrotère.....	126
3.4	ETUDE DES ESCALIERS	127
3.4.1	Calcul du chargement.....	127
3.4.2	Calcul des sollicitations	128
3.4.3	Ferraillage.....	129
3.4.4	Vérification à l'ELU	131
3.4.5	Vérification à l'ELS.....	132
3.4.6	Schéma de ferraillage de la volée.....	138
3.4.7	Etude de la poutre palière	138
3.4.8	Schéma de ferraillage de la poutre palière	148
3.5	CONCLUSION	148
CHAPITRE 4		ETUDE DYNAMIQUE..... 149
4.1	INTRODUCTION	150
4.2	METHODES DE CALCUL	150
4.2.1	Choix de la méthode.....	150
4.2.2	Calcul de l'effort sismique totale à la base	151
4.2.3	Méthode dynamique modale spectrale	154
4.2.4	Description du logiciel SAP 2000.....	155
4.2.5	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	156
4.3	CONCLUSION	164
CHAPITRE 5		CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX..... 166
5.1	INTRODUCTION	167
5.2	ETUDE DES POTEAUX	167
5.2.1	Recommandations du RPA99/2003	(Art 7.4.2.1) 167
5.2.2	Sollicitations dans les poteaux.....	169
5.2.3	Ferraillage des poteaux	170
5.2.4	Vérification des contraintes.....	171
5.2.5	Disposition constructive des poteaux.....	175
5.2.6	Les zones nodales	175
5.2.7	Schéma de ferraillage des poteaux.....	176
5.3	ETUDE DES POUTRES.....	178
5.3.1	Recommandation du RPA 99.....	178
5.3.2	Dispositions constructives des portiques	RPA 99 (Figure 7.5) 179
5.3.3	Recommandation de BAEL.....	180
5.3.4	Ferraillages des poutres.....	180

5.3.5	Vérifications.....	182
5.3.6	Schéma de ferrailage des Poutres	184
5.4	ETUDES DES ZONES NODALES.....	184
5.4.1	Détermination des moments résistants.....	185
5.4.2	Vérification des zones nodales	186
5.5	ETUDE DES VOILES	186
5.5.1	Définition.....	186
5.5.2	Recommandation du RPA.....	187
5.5.3	Le ferrailage	188
5.5.4	Exemple d'un schéma du ferrailage d'un voile.....	192
5.6	CONCLUSION	193
	CHAPITRE 6	
	ETUDE DES FONDATIONS.....	194
6.1	INTRODUCTION	195
6.2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION	195
6.2.1	Type 1 fondations au niveau de l'entre sol 5.....	195
6.2.2	Etude du radier général.....	198
6.2.3	Calcul des nervures	206
6.2.4	Schéma de ferrailage	213
6.2.5	Type 2 fondations au niveau du RDC	213
6.3	MUR DE SOUTÈNEMENT	216
6.3.1	Détermination des contraintes.....	216
6.3.2	Ferrailage du mur.....	217
6.3.3	Vérification à l'ELS.....	218
	CONCLUSION GENERALE.....	220
	BIBLIOGRAPHIE.....	222
	ANNEXE A.....	223
	ANNEXE B.....	224

TABLE DES FIGURES

Figure 1.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	28
Figure 1.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	29
Figure 1.3. Diagramme des contraintes limite du béton.....	31
Figure 1.4. Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.....	32
Figure 1.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	35
Figure 2.1. Coupe d'un plancher à corps creux.....	38
Figure 2.2. Schéma représentant la section droite d'une poutrelle.....	40
Figure 2.3. Dalle sur trois appuis.....	41
Figure 2.4. Schéma d'un.....	42
Figure 2.5. Schéma général d'un escalier.....	44
Figure 2.6. Escaliers à deux volées.....	44
Figure 2.7. Vue en plan du type 1 d'escalier.....	45
Figure 2.8. Schéma statique de la volée.....	45
Figure 2.9. Vue en plan du type 1 d'escalier.....	46
Figure 2.10. Schéma statique de la volée.....	47
Figure 2.11. Coupe verticale d'un voile.....	50
Figure 2.12. Plan de repérage des poteaux à étudier.....	52
Figure 2.13. Surface afférente du plancher de la terrasse inaccessible.....	53
Figure 2.14. Surface afférente du plancher de l'étage 6.....	54
Figure 2.15. Surface afférente du plancher de l'étage 5.....	54
Figure 2.16. Surface afférente du du palier de l'étage 5.....	55
Figure 2.17. Surface afférente du plancher de.....	55
Figure 2.18. Surface afférente du plancher de l'entre sol 4.....	56
Figure 2.19. Schéma de la descente de charge.....	57
Figure 2.20. surface afférente du plancher de la terrasse inaccessible.....	58
Figure 2.21. Surface afférente du plancher de.....	58
Figure 2.22. Surface afférente du plancher de.....	59
Figure 2.23. Surface afférente du plancher de.....	60
Figure 2.24. Section réduite du poteau.....	66
Figure 3.1. Sens de disposition des poutrelles adoptées.....	72
Figure 3.2. Evaluation des efforts tranchants.....	75

Figure 3.3. Schéma statique d'une poutrelle type 03.	77
Figure 3.4. Schéma statique d'une poutrelle du type 04	84
Figure 3.5. Section d'une poutrelle à ferrailer	90
Figure 3.6. Schémas des ferrillages des poutrelles des différents étages.	104
Figure 3.7. Schéma du ferrillage de la dalle de compression	105
Figure 3.8. Schéma d'une dalle sur trois appuis	105
Figure 3.9. Schéma du ferrillage d'une dalle sur trois appuis (balcons).	119
Figure 3.10. Schéma d'un acrotère	120
Figure 3.11. Schéma de la section de ferrillage	123
Figure 3.12. Schéma de ferrillage de l'acrotère	126
Figure 3.13. Schéma statique de l'escalier type 1	127
Figure 3.14. Schéma des sollicitations des moments et effort tranchants de la volée	129
Figure 3.15. Schéma de la section de ferrillage	129
Figure 3.16. Schéma de ferrillage de la volée d'escalier type 1.	138
Figure 3.17. Schéma statique de la poutre palière	138
Figure 3.18. Schéma de ferrillage de la poutre palière.	148
Figure 4.1. Spectre de réponse	155
Figure 4.2. Disposition adopté des voiles	156
Figure 4.3. Mode 1, translation suivant l'axe XX	157
Figure 4.4. Mode 2, translation suivant l'axe YY	157
Figure 4.5. Mode 3, rotation autour de l'axe ZZ	158
Figure 5.1. Zone Nodale	168
Figure 5.2. Section réduite du poteau	172
Figure 5.3. Section du poteau	173
Figure 5.4. Zone de recouvrement	176
Figure 5.5. Shémas de ferrillage des poteaux	177
Figure 5.6. Dispositions constructives	179
Figure 5.7. Section de ferrillage des poutres	184
Figure 5.8. Ferrillage des poutres principales.	184
Figure 5.9. Distribution des moments dans la zone nodale	185
Figure 5.10. Section du voile	189
Figure 5.11. Schéma de ferrillage du voile Vy1 au niveau de entre sol 5	192
Figure 6.1. Schéma d'une semelle isolée.	196
Figure 6.2. Schéma d'une semelle filante.	197
Figure 6.3. Dimension du radier	198
Figure 6.4. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	200
Figure 6.5. Dalle sur quatre appuis	202
Figure 6.6. Schéma de ferrillage du radier	206
Figure 6.7. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.	207
Figure 6.8. Charges transmises aux nervures	207

Figure 6.9. <i>Section à ferrailer</i>	208
Figure 6.10. <i>Charges transmises aux nervures</i>	210
Figure 6.11. <i>Section à ferrailer</i>	211
Figure 6.12. <i>Schéma de ferrailage de la nervure.</i>	213
Figure 6.13. <i>Sollicitations de fondation</i>	213
Figure 6.14. <i>Contraintes de sol</i>	214
Figure 6.15. <i>Vue en plan de Croqué de ferrailage de la semelle</i>	215
Figure 6.16. <i>Vue en face de ferrailage de la semelle.</i>	216

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. <i>feE en fonction du type d'acier.</i>	32
Tableau 1.2. <i>σs en fonction de Fe etys.</i>	33
Tableau 2.1. <i>Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.</i>	38
Tableau 2.2. <i>Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.</i>	39
Tableau 2.3. <i>Evaluation des charges du plancher étage courant.</i>	39
Tableau 2.4. <i>Evaluation des charges de la dalle pleine (balcons)</i>	42
Tableau 2.5. <i>Evaluation des charges de l'acrotère</i>	42
Tableau 2.6. <i>Evaluation des charges du palier</i>	48
Tableau 2.7. <i>Evaluation des charges sur les volées</i>	48
Tableau 2.8. <i>Tableau récapitulatif des charges et surcharges sur les volées</i>	48
Tableau 2.9. <i>Evaluation des charges des murs extérieurs</i>	50
Tableau 2.10. <i>Sections préalables des poteaux</i>	52
Tableau 2.11. <i>Descente des charges pour le poteau B6, C4</i>	61
Tableau 2.12. <i>Résultats des deux descentes de charge</i>	65
Tableau 2.13. <i>Vérifications à la compression de tous les poteaux</i>	66
Tableau 2.14. <i>Vérification des poteaux au flambement</i>	68
Tableau 2.15. <i>Vérification des poteaux a l'effort normal réduit</i>	69
Tableau 3.1. <i>Les différents types de poutrelles.</i>	72
Tableau 3.2. <i>Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i>	77
Tableau 3.3. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.</i>	86
Tableau 3.4. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible</i>	86
Tableau 3.5. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant (habitations)</i>	87
Tableau 3.6. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant (habitations)</i>	88
Tableau 3.7. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse accessible.</i>	89

Tableau 3.8. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.</i>	89
Tableau 3.9. <i>Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.</i>	89
Tableau 3.10. <i>Ferraillage des poutrelles plancher étage terrasse inaccessible</i>	95
Tableau 3.11. <i>Ferraillage des poutrelles plancher étage courant (habitations).</i>	96
Tableau 3.12. <i>Ferraillage des poutrelles plancher étage terrasse accessible.</i>	96
Tableau 3.13. <i>Vérifications des contraintes dans le béton.</i>	98
Tableau 3.14. <i>Vérifications de la flèche des poutrelles.</i>	103
Tableau 3.15. <i>Le ferraillage adopté</i>	111
Tableau 3.16. <i>Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis</i>	114
Tableau 3.17. <i>Etat limite d'ouverture des fissures du balcon sur trois appuis</i>	115
Tableau 3.18. <i>Differentes combinaisons à utiliser</i>	121
Tableau 3.19. <i>Résultat de ferraillage de l'escalier type 1.</i>	130
Tableau 3.20. <i>Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i>	134
Tableau 4.1. <i>valurs des pénalités de P_q</i>	153
Tableau 4.2. <i>Periode de vibration et taux de participation massique.</i>	158
Tableau 4.3. <i>Vérification des poteaux à l'effort normal réduit</i>	160
Tableau 4.4. <i>Vérification de la résultante des forces sismiques.</i>	160
Tableau 4.5. <i>Charges verticales reprises par les portiques et les voiles</i>	161
Tableau 4.6. <i>Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles</i>	162
Tableau 4.7. <i>Vérification des déplacements</i>	163
Tableau 4.8. <i>Vérification de l'effet $P - \Delta$</i>	164
Tableau 5.1. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i>	168
Tableau 5.2. <i>Sollicitation dans les poteaux</i>	170
Tableau 5.3. <i>Armatures longitudinales dans les poteaux</i>	170
Tableau 5.4. <i>Armatures transversales dans les poteaux.</i>	171
Tableau 5.5. <i>Vérification des poteaux au flambement</i>	172
Tableau 5.6. <i>justification des contraintes</i>	174
Tableau 5.7. <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	175
Tableau 5.8. <i>Ferraillage longitudinal des poutres</i>	180
Tableau 5.9. <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	182
Tableau 5.10. <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.</i>	182
Tableau 5.11. <i>Vérification de l'état limite de compression du béton.</i>	183
Tableau 5.12. <i>Vérification de la flèche pour les poutres.</i>	183
Tableau 5.13. <i>Les moments résistant dans les poteaux</i>	185
Tableau 5.14. <i>Les moments résistant dans les poutres.</i>	186
Tableau 5.15. <i>Vérification de la zone nodale dans différent étage</i>	186
Tableau 5.16. <i>Résultats du ferraillage du voile sens x-x</i>	190
Tableau 5.17. <i>Résultats du ferraillage du voile sens x-x</i>	191
Tableau 5.18. <i>Ferraillage du voile sens y-y</i>	191

Tableau 5.19. <i>Ferraillage du voile sens y-y</i>	192
Tableau 6.1. <i>Résumé des résultats de ferraillages</i>	204
Tableau 6.2. <i>Vérification des contraintes de radier type 1</i>	205
Tableau 6.3. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal(ELU)</i>	208
Tableau 6.4. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)</i>	208
Tableau 6.5. <i>Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier</i>	209
Tableau 6.6. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	209
Tableau 6.7. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU)</i>	210
Tableau 6.8. <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)</i>	210
Tableau 6.9. <i>Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier</i>	211
Tableau 6.10. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	212
Tableau 6.11. <i>Ferraillage du mur</i>	218
Tableau 6.12. <i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	219
Tableau 6.13. <i>Vérification des contraintes dans l'acier</i>	219

NOTATIONS

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur
L : Longueur
 L_r : Longueur de recouvrement
 l_f : Longueur de flambement
I : Rayon de giration
 Λ : Elancement
 μ : Coefficient de frottement
 μ_{bu} : Moment ultime réduit
 ν : Coefficient de poisson
 σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression
 σ_s : Contrainte de l'acier à la traction
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales
 S_t : Espacement des armatures
 ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement
 ζ_{se} : Contrainte d'adhérence
 η : Coefficient de fissuration
 Ψ_s : Coefficient de scellement
 l_s : Longueur de scellement
 ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton
 ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
 γ : Poids spécifique déjaugé
A : Coefficient d'accélération de zone
 C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU: Etat limite ultime.
 F_s : Coefficient de sécurité = 1.5
Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

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 : Contrainte normale.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

INTRODUCTION GENERALE

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, dont il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles-portiques), le système table et banche et le système coffrage tunnel ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+6+5 Entre Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE 1

GENERALITES

1.1 Introduction

L'étude en génie civil est basée sur la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre travail est le calcul d'un bâtiment à 12 niveau dont 5 sont en entre sol, à usage d'habitation. Le lieu d'implantation est la wilaya de Bejaïa, qui est classée zone II-a selon la carte de zonage sismique du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Vu la hauteur qui dépasse les 14 m et vu que la structure est implantée en zone II-a, le système de contreventement doit être mixte pour satisfaire les exigences du RPA 99 version 2003.

Avec le RPA99 on a classifié notre structure dans le groupe d'usage 2, avec un sol de capacité portante qui est de 1.7 bar.

1.3 Description de l'ouvrage

1.3.1 Caractéristiques géométriques

Notre structure présente des irrégularités en plan et en élévation. Sa vue en plan peut être inscrite dans un trapèze dont les dimensions sont les suivantes :

Petite base : 27.91 m

Grande base : 29.92 m

Hauteur : 19.30 m

Sa hauteur se présente en gradins, dont la hauteur maximale est de 38.08 m

Les hauteurs des différents niveaux sont représentées comme suit :

- hauteur du RDC : 2.89m

- hauteur d'étage : 2.89 m

-hauteur d'un entre sol : 3.06 m

-hauteur de l'entre sol 5 : 4.91 m

1.4 Conception des éléments de l'ouvrage

1.4.1 Ossature

D'après les conditions de l'article 3-4-A du RPA 99, pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment

dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

1.4.2 Les planchers

Le plancher est un diaphragme horizontal rigide qui assure la transmission des forces agissant dans son plan.

Pour notre structure nous avons opté pour des dalles en corps creux et des dalles pleines pour les balcons situés en décrochement.

Le choix du plancher corps creux s'est fait pour des raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- charge d'exploitation modérée $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

1.4.3 Escalier

Les escaliers permettent le passage d'un niveau à l'autre. Ils peuvent être constitué d'une volée ou plus avec ou sans des paliers intermédiaires.

1.4.4 Balcons

Les balcons sont réalisés en corps creux et dalles pleines en décrochement.

1.4.5 Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton qui va servir comme garde-corps et pour l'accrochage des échafaudages mobiles lors des travaux d'entretiens.

1.4.6 Maçonnerie

Les murs extérieurs : Ils sont en double cloison en brique de 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 10 cm ce qui fait une épaisseur de cloison de 30 cm.

Les murs de séparations intérieurs : ils sont réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm.

1.4.7 Revêtement

Ils sont réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.4.8 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

1.4.9 Eléments composant l'infrastructure

Le choix du type de fondations est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges qu'il reprend et de la nature du sol, (contrainte admissible).

1.4.10 Mur de soutènement

Il est en béton armé et vu sa hauteur importante il doit être muni de raidisseur.

1.5 Les états limites

(BAEL91)

1.5.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

On distingue deux états limites :

1.5.1.1 Etat limite ultime ELU

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue:

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

1.5.1.2 Etats limite de service ELS

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

1.6 Les actions

1.6.1 Les actions permanentes (G)

Ce sont les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

1.6.2 Les actions variables (Q)

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

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

1.6.3 Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions

- Les feux.

1.7 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

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

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

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

1.7.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL (Art A. 3. 3. 2. 1)}$$

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

1.7.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL (Art A. 3. 3. 3. 3)}$$

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

1.7.3 Sollicitations accidentelles

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{21} Q_i \quad \text{BAEL (Art A. 3. 3. 2. 2)}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Q_i : Valeur fréquente d'une action variable.

Ψ_{11}, Ψ_{21} : Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

1.8 Les combinaisons d'action RPA99/2003 (Art 5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } G + Q \pm E \\ \text{ELS: } 0.8G \pm E \end{array} \right.
 \end{array}$$

1.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux d'une structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre des matériaux.

1.9.1 Béton

1.9.1.1 Définition

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Le béton est conforme aux règles **BAEL91** et **RPA99** modifié en **2003**.

1.9.1.2 Composition du béton

a. Ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b. Granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

d. Eau

C'est un fluide qui hydrate le ciment.

Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350kg/m³ —————> ciment (C.P.A325).
- 174kg/m³ —————> sable ($\phi < 5\text{mm}$).
- 366kg/m³ —————> gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
- 140kg/m³ —————> eau de gâchage

1.9.1.3 Résistance caractéristique du béton à la compression

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux de la structure, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ jours La résistance du béton est :

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4.76 + 0.83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

CBA93 (Art A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1.40 + 0.95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

- Lorsque $28 < j < 60$ → on utilise la relation (1)

- Lorsque $j \geq 60$ → on utilise la relation $f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

La figure 1.1 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à

performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

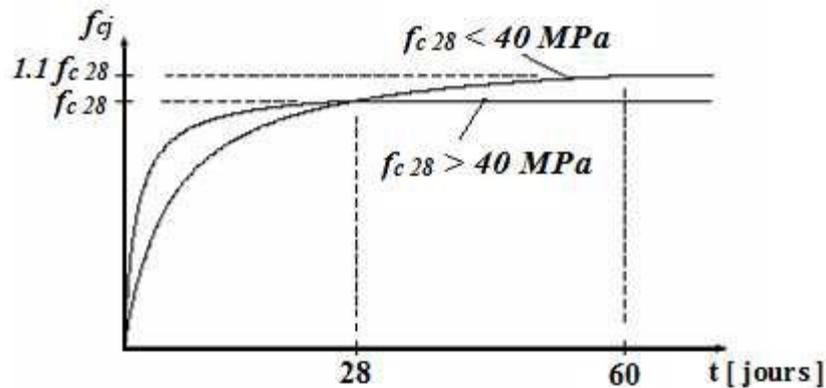


Figure 1.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction f_{tj}

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

CBA93 (ArtA.2.1.1.2)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

(BAEL91)

Pour $j = 28$ jours on a : $f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

• Module de déformation instantanée

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

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

BAEL91 (Art A.2.1.2.1)

pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 11000(25)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$

• Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

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

BAEL91 (Art A.2.1.2.2)

pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{vj} = 3700(25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$

Module de déformation transversale

Il est donné par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson ν

BAEL91 (Art A.2.1.3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

1.9.1.4 Les Contraintes limites du béton

a. Etat limite ultime

- Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

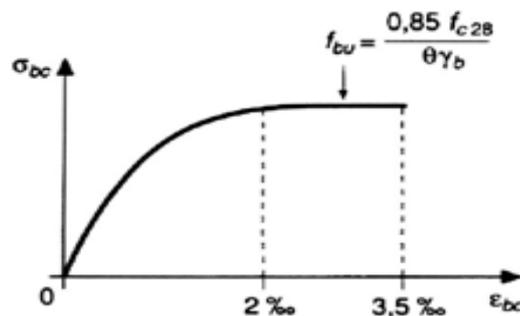


Figure 1.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton.

Tel que :

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

BAEL91 (Art A. 4. 3. 4. 1)

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.95 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

t : la durée d'application des charges

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$f_{bu}=14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,50$

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

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc})$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

- Contrainte ultime de cisaillement

BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1)

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Et

$$\tau_{adm} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration nuisible et très nuisible.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25$ Mpa et $\gamma_b = 1,5$ donc :

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

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration nuisible et très nuisible.}$$

b. Etat limite de service

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

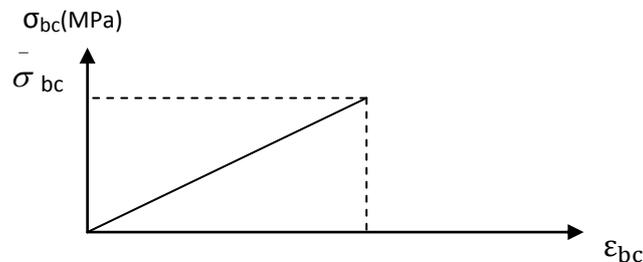


Figure 1.3. Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

BAEL91 (Art A. 4. 5. 2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

1.9.2 Acier

1.9.2.1 Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

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

-Coefficient de poisson des aciers

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

1.9.2.2 Caractéristiques mécaniques

Les armatures d'un béton armé sont aussi des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e E$ sont données par le tableau I.1

Tableau 1.1. $f_e E$ en fonction du type d'acier.

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400, tel que $f_e = 400$ MPa.

1.9.2.3 Contrainte limite

Etat limite ultime "ELU"

BAEL91 (Art A.2.2.2)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte - déformation de la figure :

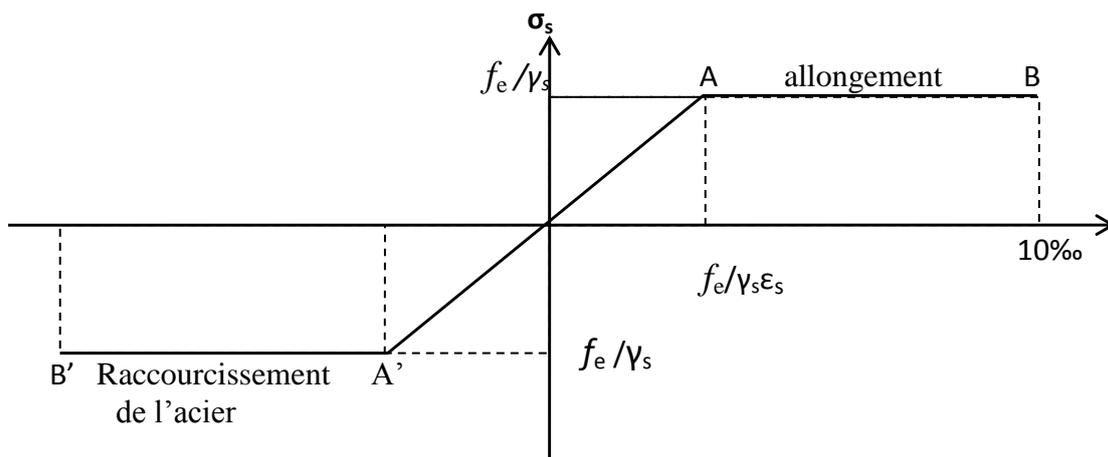


Figure 1.4. Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.

Où

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 200\,000$ MPa

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

Exemple

Tableau 1.2. σ_s en fonction de f_e et γ_s .

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 450$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

b. Etat limite de service (ELS)

CBA93 (Art A.4.5.3)

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles CBA93 (Art A.4.5.3), on distingue trois cas de fissures :

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : milieu agressif

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ 1,65 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{cases}$$

1.9.2.4 Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de protéger les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage "c" des armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5\text{cm} \Rightarrow$ les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm} \Rightarrow$ les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- $c \geq 1\text{cm} \Rightarrow$ les parois situées dans les locaux condensés
- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

1.10 Hypothèses de calcul

1.10.1 Cas états limites de service

BAEL91 (Art A.4.5.1)

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15.

$$\left(\eta = \frac{E_s}{E_b}\right), \eta: \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

1.10.2 Cas états limite ultimes de résistance

BAEL91 (Art A.4.3.2)

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

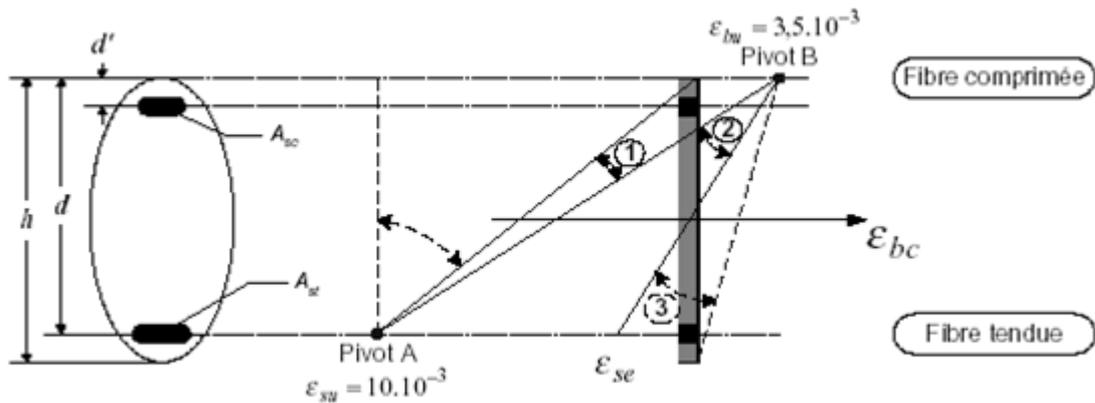


Figure 1.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

1.11 Conclusion

Vue la faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression, on a combiné le béton avec l'acier qui lui, a une bonne résistance à la traction. La présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet une bonne disposition de ses armatures est nécessaire afin d'avoir un bon confinement du béton et une bonne résistance homogène.

Pour nos calculs on prend les paramètres suivants :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2,1$ MPa.

$E_{vj} = 10818,865$ MPa.

$E_{ij} = 32164,20$ MPa.

$f_e = 400$ MPa.

CHAPITRE 2

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Dans notre projet on distingue deux types d'éléments à pré dimensionné :

- Eléments structuraux: Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 révisé 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

2.2 Pré dimensionnement des éléments

2.2.1 Eléments secondaires

2.2.1.1 Les planchers

2.2.1.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages. Il est constitué de :

Corps creux : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.

Poutrelles : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.

Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.

Treillis soudé : Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis (fig.II.1).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 458\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{458}{22.5} = 20.35\text{cm}$$

On adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4$) = 24cm

$h_{cc} = 24cm$: Hauteur du corps creux.

$h_0 = 4cm$: Hauteur de la dalle de compression.

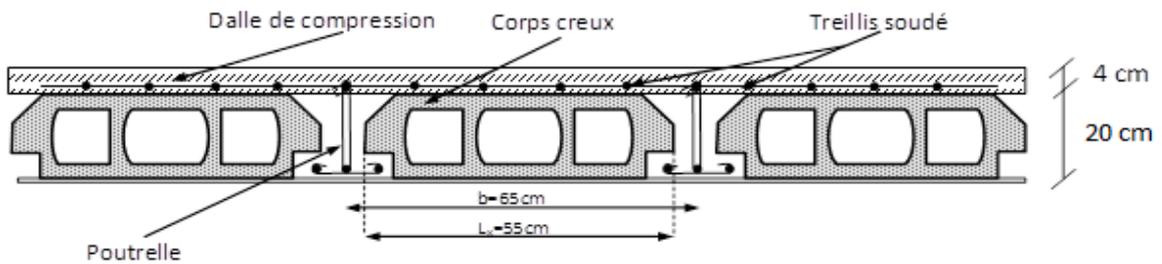


Figure 2.1. Coupe d'un plancher à corps creux.

2.2.1.1.2 Evaluation des charges et surcharges

1 .Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.1.Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
plancher a corps creux (20+4) cm	0.24	14	3.36
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale	G= 6.38KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1.00KN/m ²		

2 .Plancher terrasse accessible

Tableau 2.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Plancher corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale	G = 6.78 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1.50 KN/m ²		

3. Plancher étage courant à usage d'habitation

Tableau 2.3. Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Plancher corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
Enduit en ciment	0.02	20	0,40
Cloison de séparation	0.10	10	1.00
Charge permanente totale	G = 5.96 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1.50 KN/m ²		

1.Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulé sur place. Elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- *Critère de continuité* : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

Pour ce qui est de notre structure, la disposition des poutrelles choisie satisfait le critère de continuité ainsi le critère de la plus petite portée.

On montre sur la figure III.1 du chapitre III, la disposition de nos poutrelles.

Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher ($h_t = h_{cc} + h_0 = 24\text{cm}$)

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

b_0 : largeur de la nervure.

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 14.4\text{cm}$$

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

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

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

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55\text{ cm}$).

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles ($L_y = 458\text{cm}$).

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{458}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à:

$b = 65\text{cm}$.

2.2.1.1.3 Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, murs ou voiles. Dans notre structure, nous avons opté pour des dalles pleines pour la réalisation des balcons en porte à faux.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

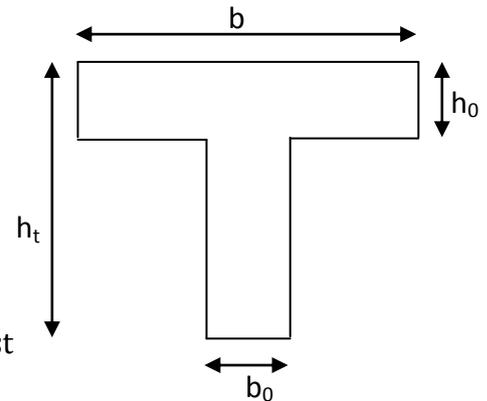


Figure 2.2. Schéma représentant la section droite d'une poutrelle.

Résistance à la flexion

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Résistance au feu**(CBA93)**

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

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

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Isolation phonique $e \geq 13 \text{ cm}$

(CBA93)

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons

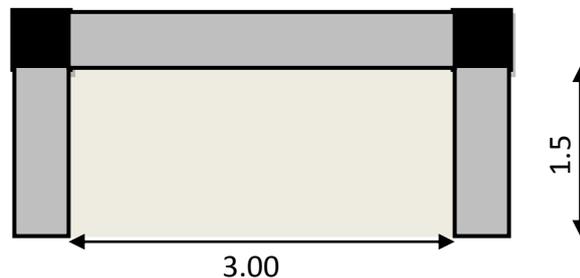
1. Dalle sur trois appuis (balcons)

Figure 2.3. Dalle sur trois appuis.

On prend les dimensions du panneau le plus sollicité : $L_x = 1.50 \text{ m}$; $L_y = 3.00 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{150}{50} < e < \frac{150}{40} \Leftrightarrow 3 < e < 3.75 \Leftrightarrow e = 3.5 \text{ cm}$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fait suivant la condition d'isolation phonique **$e > 13 \text{ cm}$** , d'où une épaisseur des dalles pleines **$e = 14 \text{ cm}$**

1. Dalle pleine (balcons)

Tableau 2.4. Evaluation des charges de la dalle pleine (balcons)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	02	22	0,44
Mortier de pose	02	20	0,40
Lit de sable	02	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.50
Enduit en ciment	02	20	0.40
Charge permanente totale	$G = 5.10 \text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 3.50 \text{KN/m}^2$		

2.2.1.2 Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément secondaire en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre, main courante et à une force sismique horizontale définie par le RPA 99 version 2003. Son rôle principal est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles et même comme un support pour les échafaudages lors des travaux.

Tableau 2.5. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1135	25	2.8375
Enduit de ciment intérieur	02	0.0154	20	0,308
Enduit de ciment extérieur	02	0.0140	20	0.280
Charge permanente totale	$G = 3.425 \text{KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1.00 \text{KN/ml}$			

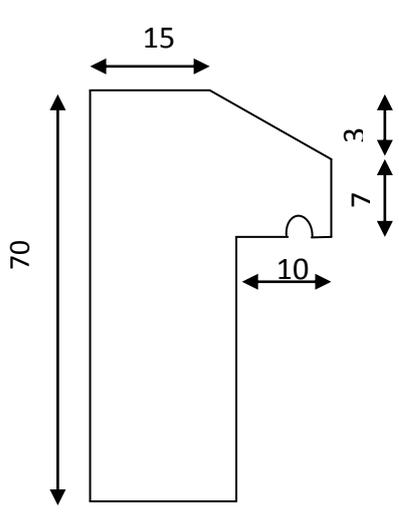


Figure 2.4. Schéma d'un acrotère

Charge horizontale (charge sismique)

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

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

Avec

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

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8
6.1)

RPA99 (Tableau

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas le groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaïa)

- $A = 0.15$
- $C_p = 0.8$
- $W_p = 3.425 \text{ KN/ml}$

Donc : $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 3.425 \Rightarrow F_p = 1.644 \text{ KN}$

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

2.2.1.3 Pré dimensionnement des escaliers

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

2.2.1.3.1 Terminologie

- **Lamarche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches et contremarches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

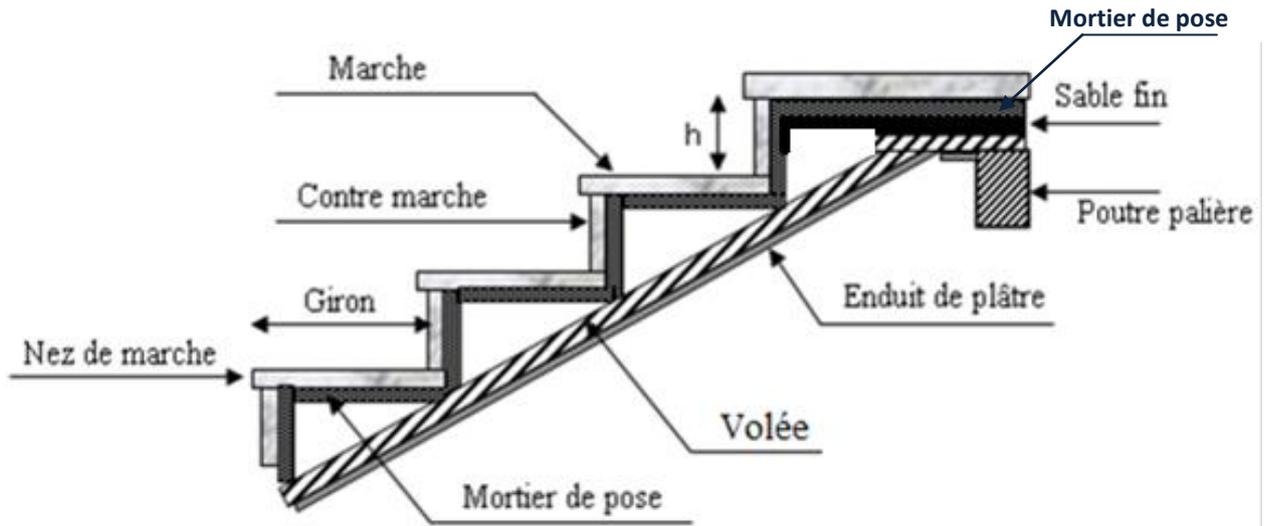


Figure 2.5. Schéma général d'un escalier.

2.2.1.3.2 Types d'escaliers

On distingue dans notre projet un type d'escalier droit à deux volées.

Type 1 escalier droit a deux volées

Dans notre cas on a deux emplacement de ce type d'escalier et à différentes dimmensions.

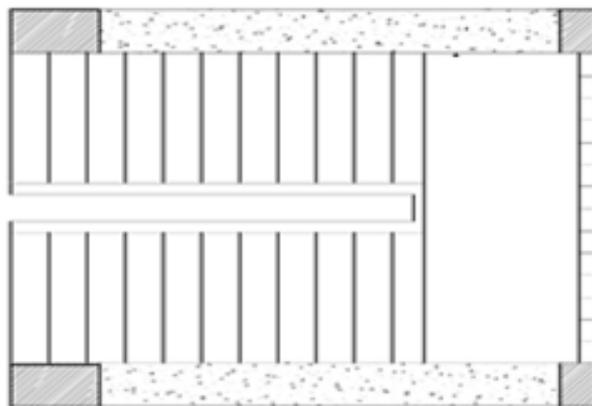


Figure 2.6. Escaliers à deux volées.

2.2.1.3.3 Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier puisse garantir sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

Tel que :

H : Demi-hauteur d'étage.

L_0 : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

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

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

2. Escalier type 1 permettant le passage de l'entre sol 5 au RDC

C'est un escalier composé de deux volées identiques. (I, II)

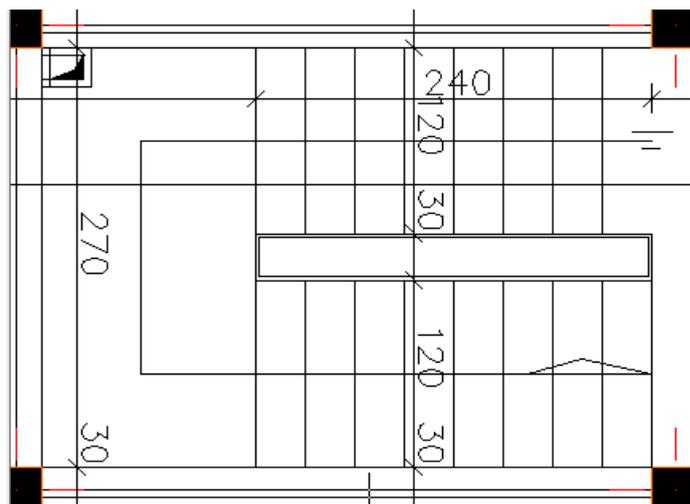


Figure 2.7. Vue en plan du type 1 d'escalier.

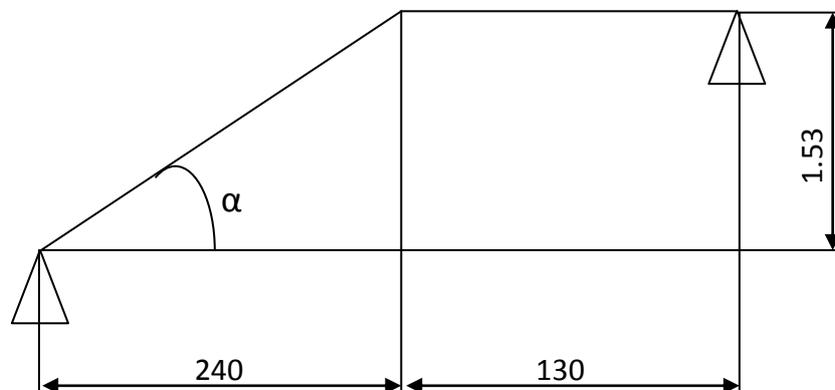


Figure 2.8. Schéma statique de la volée.

Pour la volée I

On remplace g et h dans la formule de blondel

On trouve l'équation suivante :

$$0.65 \times n^2 - (0.65 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times H = 0 \dots\dots\dots(*)$$

L'épaisseur de la paillasse « e » est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 14\text{cm.}$$

Après calcul on aura :

n= 9 contre marche.

n-1= 8 nombre de marche.

$$Tg(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 31.52^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.40}{\cos(31.52^\circ)} \Rightarrow L = 2.815\text{m}$$

Donc on prend : h = 17cm et g = 30 cm.

Puisque on a deux volées identiques donc on aura

h = 16cm ; g = 30cm.

2. Escalier type 1 permettant le passage du RDC à l'étage 5

C'est un escalier composé de deux volées identiques. (I, II)

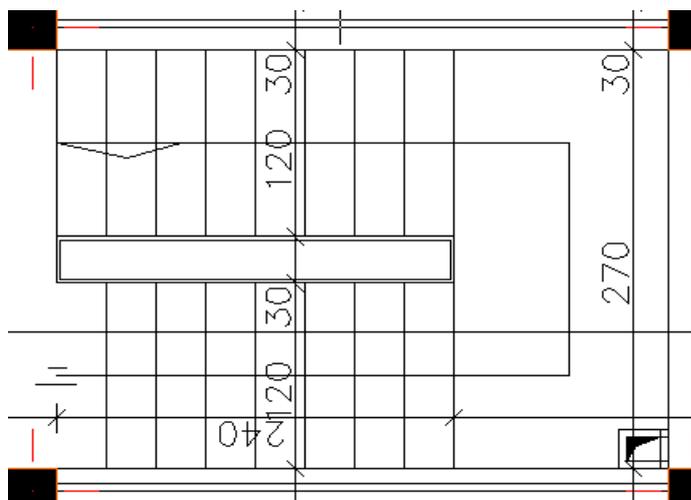


Figure 2.9. Vue en plan du type 1 d'escalier.

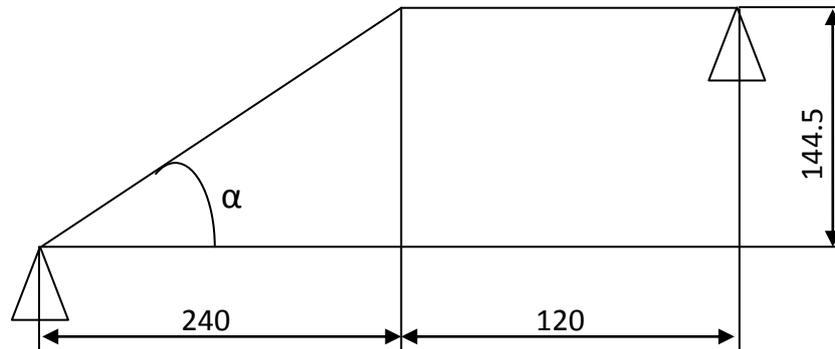


Figure 2.10. Schéma statique de la volée.

Pour la volée I

On remplace g et h dans la formule de blondel

On trouve l'équation suivante :

$$0.65 \times n^2 - (0.65 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times H = 0 \dots\dots\dots (*)$$

L'épaisseur de la paillasse « e » est donnée par :

$$e = 14 \text{ cm.}$$

Après calcul on aura :

$$n = 10 \text{ contre marche.}$$

$$n - 1 = 9 \text{ nombre de marche.}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.445}{2.40} \Rightarrow \alpha = 31.05^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.40}{\cos(31.05^\circ)} \Rightarrow L = 2.80 \text{ m}$$

Donc on prend : $h = 16 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

Puisque on a deux volées identiques donc on aura

$$h = 16 \text{ cm ; } g = 30 \text{ cm.}$$

2.2.1.3.4 Evaluations des charges des escaliers

Escaliers type 1

- Palier

Tableau 2.6. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.14	25	3.50
Enduit de ciment	0.02	10	0.40
Charge permanente totale	G = 5.10 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.50KN/m ²		

- La Volée

Tableau 2.7. Evaluation des charges sur les volées

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17 × (1/2)	22	1.87
Paillasse	0.14 / cos (31.52°)	25	4.10
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Gardes corps	//	//	0.60

- Tableau récapitulatif des charges sur les volées

Tableau 2.8. Tableau récapitulatif des charges et surcharges sur les volées

Epaisseur de la volée (cm)	inclinaison de la volée(°)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
e =14	31.52°	7.97	2.50
	31.52°	7.97	

2.2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.2.2.1 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Nous avons deux types de poutres, (poutres principales, poutres secondaires).

2.2.2.1.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

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

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

$$L_{\max} = 400\text{cm} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \text{ m} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

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

Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b = 1.33 \leq 4.00. \end{array} \right. \quad (\text{Vérifiée}) \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

Sachant que b : largeur de la poutre principale

h : hauteur de la poutre principale

2.2.2.1.2 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la condition suivante :

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

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

$$L_{\max} = 400\text{cm} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h \leq 40\text{cm}.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm. (Vérfifié)} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00 \end{array} \right.$$

(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)

Sachant que b : largeur de la poutre secondaire

h : hauteur de la poutre secondaire

2.2.2.2 Les Voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$$

1. Pour les 5 sous-sols :

$$h_e = 2.86 \text{ m} \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

2. Pour le RDC jusqu'au sixième étage

$$h_e = 2.69 \text{ m} \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

Finalement on adopte une épaisseur égale à : $a \geq 15 \text{ cm}$

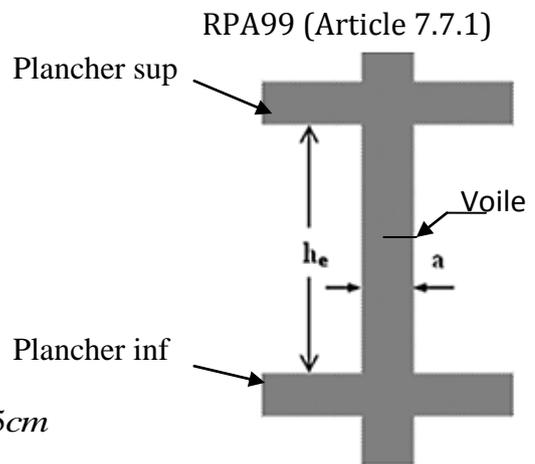


Figure 2.11. Coupe verticale d'un voile.

2.2.2.3 Murs extérieurs

Tableau 2.9. Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	15	09	1.35
Lame d'aire	05	/	/
Brique creuse	10	09	0.90
Enduit extérieur en ciment	02	20	0.40
Enduit de plâtre intérieur	02	10	0.20
Charge permanente totale	$G = 2,85 \text{ KN/m}^2$		

2.2.2.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui transmettent les charges verticales aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie préalablement avec une section d'armature de 1% de la section du béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente de charges.

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

1.Descente des charges

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur pré dimensionnement.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **B6** et **C4**, représentés sur la figure 2.12, car :

Le poteau **B6** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

Le poteau **C4** est un poteau de la cage d'escalier.

Préalablement, on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions du RPA99(2003). Après avoir effectué la descente des charges pour les deux poteaux B6 et C4, on vérifie les sections des poteaux des différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

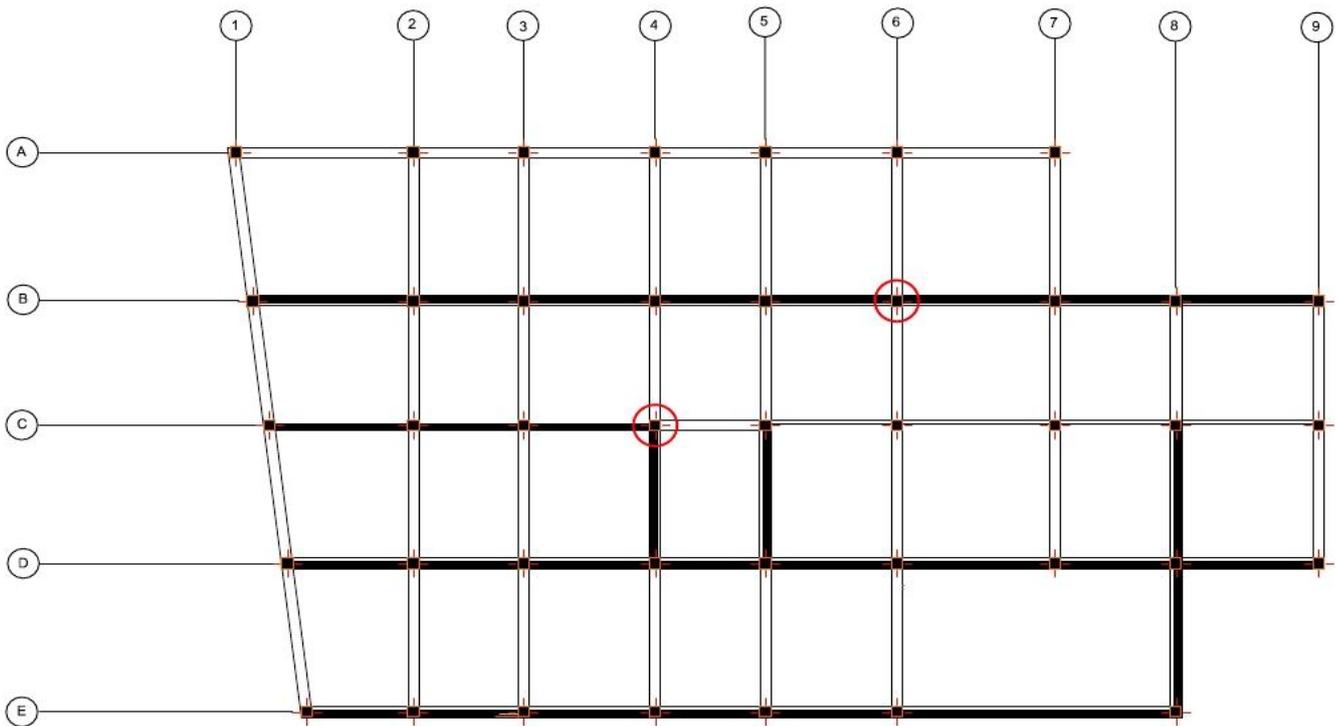


Figure 2.12. Plan de repérage des poteaux à étudier.

2. Conditions du RPA 99(2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont représentées dans le tableau 2.10

Tableau 2.10. Sections préalables des poteaux

Etages	Sous- sols 5, 4 et 3	Sous- sols 2, 1	RDC, Etage 1, 2 et 3	Etage 4, 5 et 6
Section (h × b) cm ²	60 × 50	55 × 45	50 × 40	45 × 35

3.Descente des charges pour le poteau B6

3.1.Calcul des surfaces afférentes

3.1.1.Terrasse inaccessible

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{cc} = ((1.65 + 0.30) * (2.00 + 0.30 + 1.65)) + (2.00 * (1.65 + 0.30)) = 11.60$$

$$S_{cc} = 11.60 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 1.20 * 2.00 = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{cc} = (1.65 * 2.00) + (1.65 * 1.65) + (2.00 * 1.65) + (1.20 * 2.00)$$

$$S_{cc} = 11.72 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * (2.00 + 1.65)$$

$$S_{pp} = 1.095 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = (0.30 * (1.65 + 2.00))$$

$$S_{ps} = 1.095 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 11.72 * 6.38 = 74.77 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.095 * 25 * 0.4) + (1.095 * 25 * 0.35) = 20.45 \text{ KN}$$

$$Q = (11.60 * 1) + (2.40 * 1) = 14.00 \text{ KN}$$

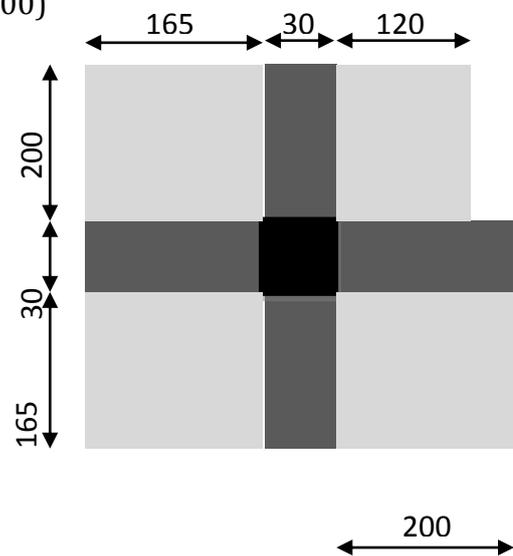


Figure 2.13. Surface afférente du plancher de la terrasse inaccessible.

3.1.2. Etage 6

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.65 + 0.30) * (2.00 + 0.30 + 1.65) = 7.70$$

$$S = 7.70 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 1.20 * 2.00 = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{cc} = (1.65 * 2.00) + (1.65 * 1.65) = 6.025$$

$$S_{cc} = 6.025 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 1.20 * 2.00 = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40\text{m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 \cdot (2.00 + 1.65)$$

$$S_{pp} = 1.095\text{m}^2$$

$$S_{ps} = (0.30 \cdot (1.65 + 2.00))$$

$$S_{ps} = 1.095\text{m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 6.025 \cdot 5.96 = 35.91 \text{ KN}$$

$$G_{dp} = 2.40 \cdot 5.10 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.095 \cdot 25 \cdot 0.4) + (1.095 \cdot 25 \cdot 0.35) = 20.45 \text{ KN}$$

$$Q = (7.70 \cdot 1.5) + (2.40 \cdot 3.5) = 19.95 \text{ KN}$$

3.1.3. Etage 5

Pour les charges d'exploitations :

$$S = ((1.65 + 0.30) \cdot (2.00 + 0.30 + 1.65)) + (2.00 \cdot (1.65 + 0.30)) = 11.60$$

$$S = 11.60 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 1.20 \cdot 2.00 = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{cc} = (1.65 \cdot 2.00) + (1.65 \cdot 1.65) + (1.65 \cdot 2.00) = 9.32$$

$$S_{cc} = 9.32\text{m}^2$$

$$S_{dp} = (1.20 \cdot 2.00) = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40\text{m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 \cdot (2.00 + 1.65)$$

$$S_{pp} = 1.095\text{m}^2$$

$$S_{ps} = 0.30 \cdot (1.65 + 2.00)$$

$$S_{ps} = 1.095\text{m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 9.32 \cdot 5.96 = 55.54 \text{ KN}$$

$$G_{dp} = 2.40 \cdot 5.10 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.095 \cdot 25 \cdot 0.4) + (1.095 \cdot 25 \cdot 0.35) = 20.45 \text{ KN}$$

$$Q = (9.32 \cdot 1.5) + (2.40 \cdot 3.5) = 22.38 \text{ KN}$$

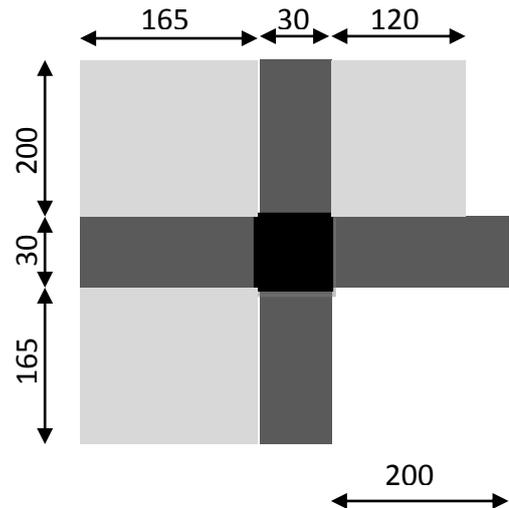


Figure 2.14. Surface afférente du plancher de l'étage 6.

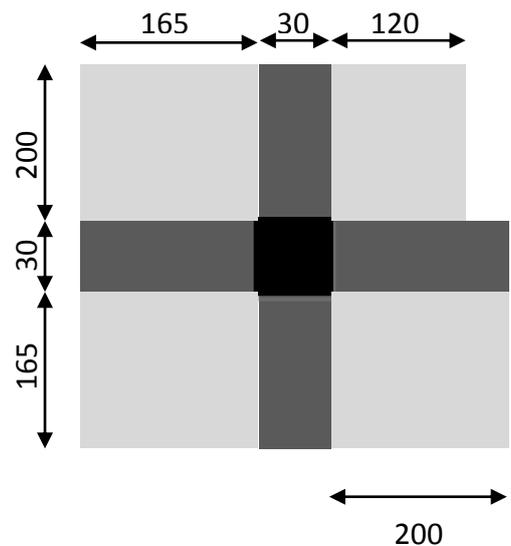


Figure 2.15. Surface afférente du plancher de l'étage 5.

Pour l'étage 5 on a aussi un palier de la cage d'escalier qui est porté par le poteau étudié

$$S_{\text{palier}} = 1.2 * 2.00 = 2.40 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutrepalière}} = 2.00 * 0.30 = 0.60 \text{ m}^2$$

$$S_v = (0.34 / \cos(31.05^\circ)) * 1.10 = 0.436 \text{ m}^2$$

$$Q = 2.5 * (2.40 + 0.60 + 0.436) = 8.59 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutrepalière}} = 0.60 * 25 * 0.35 = 5.25 \text{ KN}$$

$$G_{p,v} = 7.95 * (2.40 + 0.436) = 22.54 \text{ KN}$$

3.1.4. Etage 4, 3, 2, 1, RDC, entre sol 1, 2, 3

Pour les charges d'exploitations :

$$S = ((1.65 + 0.30) * (2.00 + 0.30 + 1.65)) + (2.00 * (1.65 + 0.30)) = 11.60$$

$$S = 11.60 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 1.20 * 2.00 = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{cc} = (1.65 * 2.00) + (1.65 * 1.65) + (1.65 * 2.00) = 9.32$$

$$S_{cc} = 9.32 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = (1.20 * 2.00) = 2.40$$

$$S_{dp} = 2.40 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * (2.00 + 1.65)$$

$$S_{pp} = 1.095 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = 0.30 * (1.65 + 2.00)$$

$$S_{ps} = 1.095 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 9.32 * 5.96 = 55.54 \text{ KN}$$

$$G_{dp} = 2.40 * 5.10 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.095 * 25 * 0.4) + (1.095 * 25 * 0.35) = 20.45 \text{ KN}$$

$$Q = (11.60 * 1.5) + (2.40 * 3.5) = 25.80 \text{ KN}$$

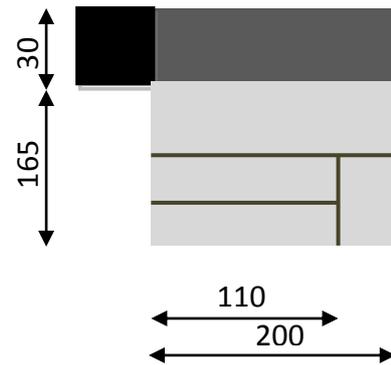


Figure 2.16. Surface afférente du palier de l'étage 5.

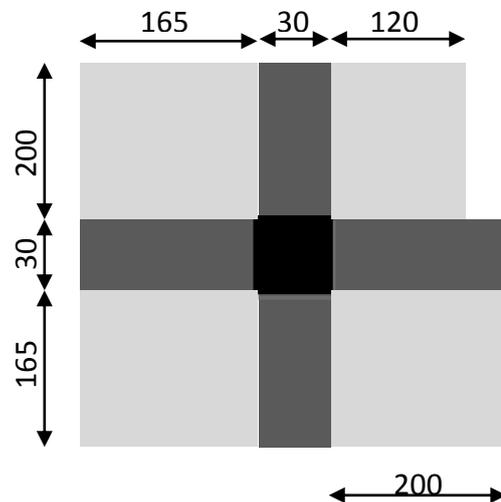


Figure 2.17. Surface afférente du plancher de l'étage courant.

3.1.5. Entre sol 4

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.65 + 0.30) * (2.00 + 0.30 + 1.65) = 7.70$$

$$S = 7.70 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{cc} = (1.65 * 2.00) + (1.65 * 1.65) = 6.02$$

$$S_{cc} = 6.02 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * 1.65 = 0.495$$

$$S_{pp} = 0.495 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = (0.30 * (1.65 + 2.00))$$

$$S_{ps} = 1.095 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 6.02 * 5.96 = 35.879 \text{ KN}$$

$$G_p = (0.495 * 25 * 0.4) + (1.095 * 25 * 0.35) = 15.43 \text{ KN}$$

$$Q = (7.70 * 1.5) = 11.55 \text{ KN}$$

3.2. Poids des poteaux

$$\text{Poteau } (60 * 50) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 0.60 * 0.50 * 25 * 3.06 = 22.95 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau } (55 * 45) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 0.55 * 0.45 * 25 * 3.06 = 18.93 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau } (50 * 40) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 0.50 * 0.40 * 25 * 2.89 = 14.45 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau } (45 * 35) \text{ cm}^2 \longrightarrow G = 0.45 * 0.35 * 25 * 2.89 = 11.38 \text{ KN}$$

4. Calcul des charges d'exploitations

4.1. La loi de dégression

(DTR-BC2-2)

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux. Nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

4. 2. Enoncé de la loi de dégression

$Q_1 = Q_3 = \dots = Q_{11} = Q$ (Étages à usage d'habitation), soit $Q_2 = Q + Q_{esc}$ de l'étage 5 et Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

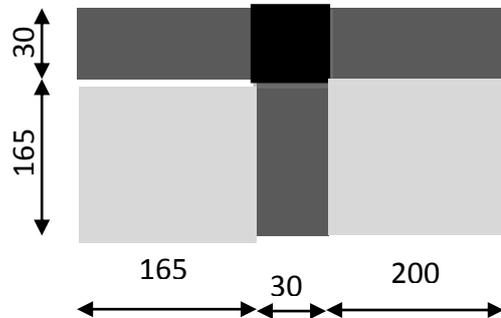


Figure 2.18. Surface afférente du plancher de l'entre sol 4.

Donc la loi de dégression sera comme suit

(DTR B.C 2.2 (6.3))

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q + 0.6 * Q$

Niveau 6 : *Surcharge* 5 + $0.5 * Q$

Niveau 7 : *Surcharge* 6 + $0.5 * Q$

Niveau 8 : *Surcharge* 7 + $0.5 * Q$

Niveau 9 : *Surcharge* 8 + $0.5 * Q$

Niveau 10 : *Surcharge* 9 + $0.5 * Q$

Niveau 11 : *Surcharge* 10 + $0.5 * Q$

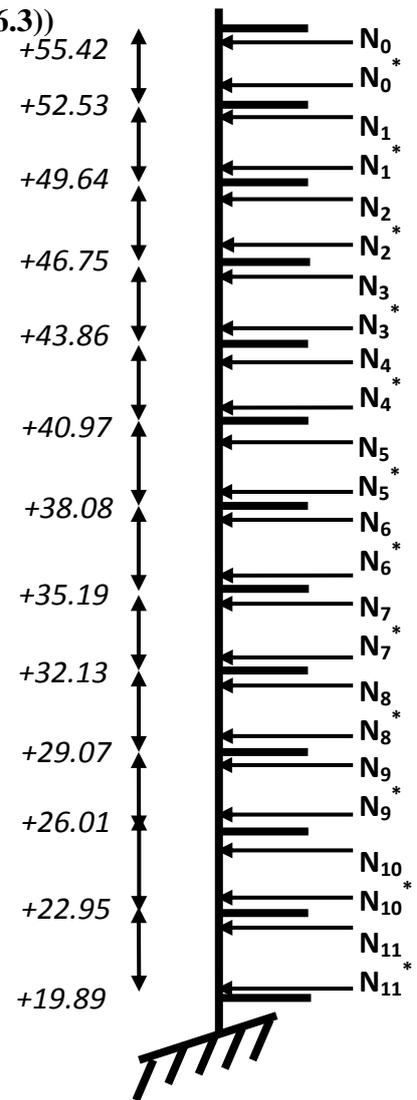


Figure 2.19. Schéma de la descente de charge.

4. Descente des charges pour le poteau C4

4.1. Calcul des surfaces afférentes

4.1.1. Terrasse inaccessible

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.50 + 0.30 + 1.35) * (1.65 + 0.30 + 1.85) = 11.97$$

$$S = 11.97 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{pl} = (1.50 + 1.35) * (1.65 + 1.85) = 9.975$$

$$S_{pl} = 9.975 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * (1.65 + 1.85)$$

$$S_{pp} = 1.05 \text{ m}^2$$

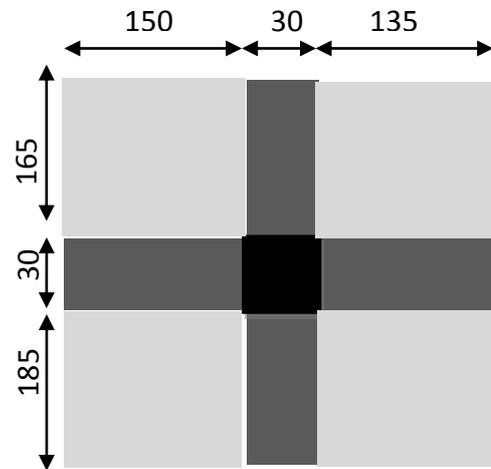


Figure 2.20. surface afférente du plancher de la terrasse inaccessible

$$S_{ps} = 0.30 * (1.50 + 1.35)$$

$$S_{ps} = 0.855 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 9.975 * 6.38 = 63.64 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.05 * 25 * 0.4) + (0.855 * 25 * 0.35) = 17.98 \text{ KN}$$

$$Q = (11.97 * 1) = 11.97 \text{ KN}$$

4.1.2. Etage 6

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.50 + 0.30 + 1.35) * (1.65 + 0.30 + 1.85) = 11.97$$

$$S = 11.97 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{pl} = (1.50 + 1.35) * (1.65 + 1.85) = 9.975$$

$$S_{pl} = 9.975 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * (1.65 + 1.85)$$

$$S_{pp} = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = 0.30 * (1.50 + 1.35)$$

$$S_{ps} = 0.855 \text{ m}^2$$

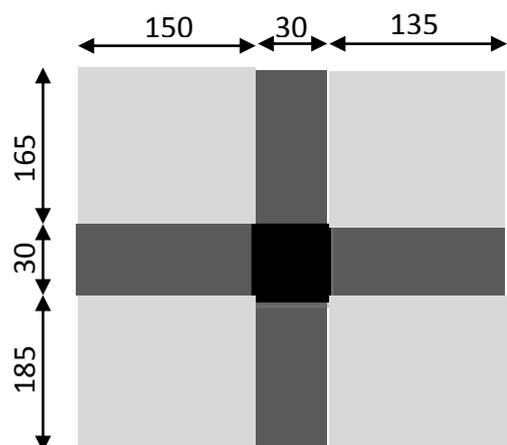


Figure 2.21. Surface afférente du plancher de l'étage 6.

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 9.975 \cdot 5.96 = 59.451 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.05 \cdot 25 \cdot 0.4) + (0.855 \cdot 25 \cdot 0.35) = 17.98 \text{ KN}$$

$$Q = (11.97 \cdot 1.5) = 17.955 \text{ KN}$$

4.1.3. Etage courant 5,4,3,2,1 et entre sol 1,2,3

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{pl} = ((1.50 + 0.30 + 1.35) \cdot (1.65 + 0.30)) + (1.85 \cdot (1.50 + 0.30)) = 9.47$$

$$S_{pl} = 9.47 \text{ m}^2$$

$$S_v = (1.05 / \cos(31.05^\circ)) \cdot 1.20 = 1.47 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{pl} = ((1.50 + 1.35) \cdot 1.65) + (1.85 \cdot 1.50) = 7.477$$

$$S_{pl} = 7.477 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 \cdot (1.65 + 1.85)$$

$$S_{pp} = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = 0.30 \cdot (1.50 + 1.35)$$

$$S_{ps} = 0.855 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 7.477 \cdot 5.96 = 44.56 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.05 \cdot 25 \cdot 0.4) + (0.855 \cdot 25 \cdot 0.35) = 17.98 \text{ KN}$$

$$G_v = 7.95 \cdot (1.47) = 11.686 \text{ KN}$$

$$Q_v = 2.5 \cdot 1.47 = 3.675 \text{ KN}$$

$$Q_{pl} = 9.47 \cdot 1.5 = 14.205 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_v + Q_{pl} = 3.675 + 14.205 = 17.88$$

$$Q_t = 17.88 \text{ KN}$$

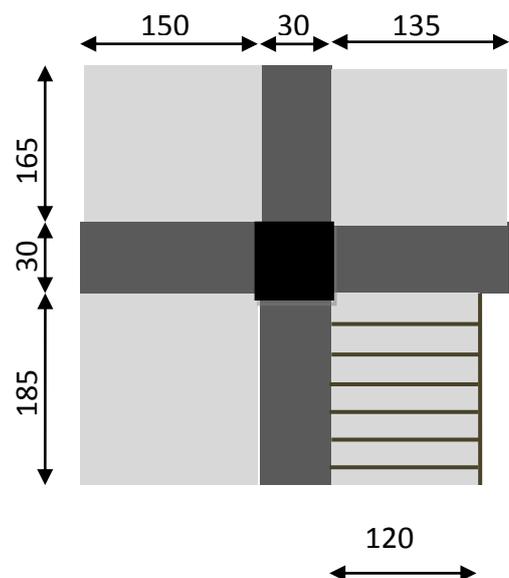


Figure 2.22. Surface afférente du plancher de l'étage courant.

4.1.4. Entre sol 4

Pour les charges d'exploitations

$$S_{pl} = (1.50 + 0.30 + 1.35) * (1.65 + 0.30) = 6.14$$

$$S_{pl} = 6.14 \text{ m}^2$$

$$S_v = (1.05 / \cos(31.05^\circ)) * 1.20 = 1.47$$

$$S_v = 1.47 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_{pl} = (1.50 + 1.35) * 1.65 = 4.70$$

$$S_{pl} = 4.70 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} = 0.30 * (1.65 + 1.85)$$

$$S_{pp} = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = 0.30 * (1.50 + 1.35)$$

$$S_{ps} = 0.855 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

$$G_{pl} = 4.70 * 5.96 = 28.012 \text{ KN}$$

$$G_p = (1.05 * 25 * 0.4) + (0.855 * 25 * 0.35) = 17.98 \text{ KN}$$

$$G_v = 7.95 * (1.47) = 11.686 \text{ KN}$$

$$Q_v = 2.5 * 1.47 = 3.675 \text{ KN}$$

$$Q_{pl} = 6.14 * 1.5 = 9.21 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_v + Q_{pl} = 3.675 + 9.21 = 12.885$$

$$Q_t = 12.885 \text{ KN}$$

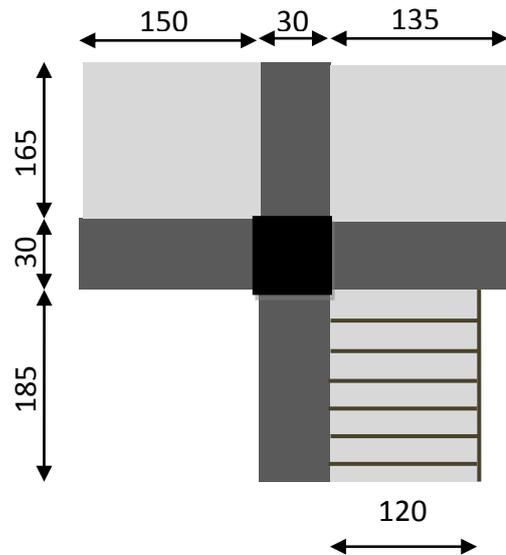


Figure 2.23. Surface afférente du plancher de L'entre sol 4.

5. Tableau récapitulatif des poids des éléments

Tableau 2.11. Descente des charges pour le poteau B6, C4.

Niveau	Elément	Poteau B6		Poteau C4	
		G (KN)	Q (KN)	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Dalle pleine	15.312			
	Plancher corps creux	59.458	14.00	63.640	11.970
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	95.220		81.620	
N ₀ *	Revenant de N ₀	95.220		81.620	
	Poteau	11.380		11.380	
	Total	106.60		93.00	
N ₁	Revenant de N ₀ *	106.60		93.00	
	Plancher corps creux	35.910		59.451	
	Dalle pleine	12.240	42.54		29.925
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	175.20		170.431	
N ₁ *	Revenant de N ₁	175.20		170.431	
	Palier + Volée	22.540			
	Poutre palière	05.250			
	Poteau	11.380		11.380	
	Total	214.37		181.811	
N ₂	Revenant de N ₁ *	214.37		181.811	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	62.682		42.709
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	302.60		244.351	
N ₂ *	Revenant de N ₂	302.60		244.351	
	Poteau	11.380		11.380	
	Volée			11.686	
	Total	313.98		267.417	
N ₃	Revenant de N ₂ *	313.98		267.417	
	Plancher corps creux	55.540	83.322	44.560	57.013

	Dalle pleine	12.240			
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	402.21		329.957	
N_3^*	Revenant de N_3	402.21		329.957	
	Poteau	14.450		14.450	
	Volée			11.686	
	Total	416.66		356.093	
N_4	Revenant de N_3^*	416.66		356.093	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	101.382		69.529
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	504.89		418.633	
N_4^*	Revenant de N_4	504.89		418.633	
	Poteau	14.450		14.450	
	Volée			11.686	
	Total	519.34		444.769	
N_5	Revenant de N_4^*	519.34		444.769	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	116.862		80.257
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	607.57		507.309	
N_5^*	Revenant de N_5	607.57		507.309	
	Poteau	14.450		14.450	
	Volée			11.686	
	Total	622.02		533.445	
N_6	Revenant de N_5^*	622.02		533.445	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	129.762		89.197
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	710.25		595.985	
N_6^*	Revenant de N_6	710.25		595.985	
	Poteau	14.450		14.450	

	Volée			11.686	
	Total	724.70		622.121	
N₇	Revenant de N₆*	724.70		622.121	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	142.662		98.137
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	812.93		684.661	
N₇*	Revenant de N₇	812.93		684.661	
	Poteau	18.93		18.93	
	Volée			11.686	
	Total	831.86		715.277	
N₈	Revenant de N₇*	831.86		715.277	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	155.562		107.077
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	920.09		777.817	
N₈*	Revenant de N₈	920.09		777.817	
	Poteau	18.93		18.93	
	Volée			11.686	
	Total	939.02		808.433	
N₉	Revenant de N₈*	939.02		808.433	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	168.462		116.017
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	1027.25		870.973	
N₉*	Revenant de N₉	1027.25		870.973	
	Poteau	22.95		22.95	
	Volée			11.686	
	Total	1050.20		905.609	

N₁₀	Revenant de N₉*	1050.20		905.609	
	Plancher corps creux	55.540		44.560	
	Dalle pleine	12.240	181.362		124.957
	Poutres	20.450		17.980	
	Total	1138.43		968.149	
N₁₀*	Revenant de N₁₀	1138.43		968.149	
	Poteau	22.95		22.95	
	Volée			11.686	
	Total	1161.38		1002.785	
N₁₁	Revenant de N₁₀*	1161.38		1002.785	
	Plancher corps creux	35.879	187.137	28.012	131.40
	Poutres	15.430		17.980	
	Total	1212.689		1048.777	
N₁₁*	Revenant de N₁₁	1212.689		1048.777	
	Poteau	22.95		22.95	
	Volée			11.686	
	Total	1235.639		1083.413	

Calcul des efforts normal des deux poteaux

Poteau B6

L'effort normal à l'ELU

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$= 1.35 \cdot 1235.639 + 1.5 \cdot 187.137 = 1948.818 \text{ KN}$$

$$N_u = 1948.818 \text{ KN}$$

L'effort normal à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$= 1235.639 + 187.137 = 1422.776 \text{ KN}$$

$$N_s = 1422.776 \text{ KN}$$

Poteau C4**L'effort normal à l'ELU**

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$= 1.35 \cdot 1083.413 + 1.5 \cdot 131.40 = 1659.707 \text{ KN}$$

L'effort normal à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$= 1083.413 + 131.40 = 1214.813 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats**Tableau 2.12.** Résultats des deux descentes de charge

	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau B6	1235.639	187.137	1948.818	1422.776
Poteau C4	1083.413	131.40	1659.707	1214.813

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on constate bien que le poteau le plus sollicité sous le chargement vertical est le poteau B6.

Vérifications**1. Vérification des poteaux à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

B : Section du poteau.

Pour l'entre sol 5

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \cdot f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1948.818 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.129 \text{ m}^2$$

On $B = 0.60 \cdot 0.50 = 0.30 \text{ m}^2$

$B = 0.300 \geq 0.129 \text{ m}^2$ Condition vérifié.

La vérification à la compression des poteaux à tous les niveaux est résumée dans le tableau 2.13

Tableau 2.13. Vérifications à la compression de tous les poteaux

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Conditions B > B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
Entre sols 5, 4 et 3	1948.818	60*50	0.300	0.129	vérifié
Entre sol 2 et 1	1501.020	55*45	0.247	0.100	Vérifié
R.D.C et étages 1, 2, 3	1172.988	50*40	0.200	0.078	Vérifié
Etages 4, 5 et 6	517.896	45*35	0.157	0.0345	vérifié

2. Vérification du critère de stabilité de forme

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

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

$B_r = (a-2) \times (b-2)$; a et b: dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$ **BAEL 91(7-4-2)**

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

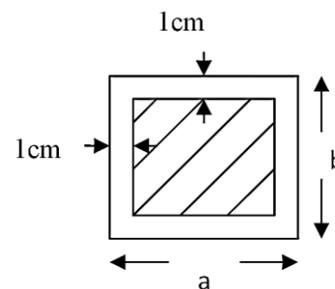


Figure 2.24. Section réduite du poteau.

On calcule l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Vérification du poteau de l'entre sol 5

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.91 = 3.437 \text{ m}$$

$$B = 0.60 \times 0.50 = 0.300 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.50^3}{12} = 6.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6.25 \times 10^{-3}}{0.300}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{3.437}{0.144} = 23.86 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{23.86}{35}\right)^2} = 0.777$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{1948.818 \times 10^{-3}}{0.777 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.114 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2784 \text{ m}^2$$

$$0.2784 \text{ m}^2 > 0.117 \text{ m}^2 \text{ donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

La vérification au flambement des poteaux à tous les niveaux est résumée dans le tableau 2.14.

Tableau 2.14. Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Conditions $B > B_r$ calculé		Observation
			B_r (m ²)	B_r calculé(m ²)	
Entre sols 5, 4 et 3	1948.818	60*50	0.2784	0.114	<i>vérifié</i>
Entre sol 2 et 1	1501.020	55*45	0.2279	0.084	<i>Vérifié</i>
R.D.C et étages 1, 2, 3	1172.988	50*40	0.1824	0.066	<i>Vérifié</i>
Etages 4, 5 et 6	517.896	45*35	0.1419	0.030	<i>vérifié</i>

Le tableau ci-dessus résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages

On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

3. Vérification de l'effort normal réduit

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Vérification du poteau de l'entre sol 5

$$\frac{1948.818 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.50 \times 25} = 0.259 \leq 0.3 \quad (\text{vérifiée})$$

Le résumé des vérifications de l'effort réduit pour tous les poteaux des différents niveaux est sur le tableau 2.15

Tableau 2.15. Vérification des poteaux a l'effort normal réduit

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Conditions		Observation
			$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$	≤ 0.3	
Entre sols 5, 4 et 3	1967.549	60*50	0.259	0.3	<i>vérifié</i>
Entre sol 2 et 1	1501.020	55*45	0.242	0.3	<i>Vérifié</i>
R.D.C et étages 1, 2, 3	1172.988	50*40	0.234	0.3	<i>Vérifié</i>
Etages 4, 5 et 6	517.896	45*35	0.131	0.3	<i>vérifié</i>

2.3 Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en avant-projet en répondant aux différentes exigences des règlements RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (20+4) cm, l'épaisseur des dalles pleines à 14 cm pour les balcons et les volées et paliers des escaliers utilisés dans cette structure.

Après avoir pré dimensionné les éléments secondaires, non structuraux on a procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux, dont on a opté une section de (30*40) cm² pour les poutres principales et (30*35) cm² pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression simple et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité. Après avoir effectué la descente de charge sur les deux poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau B6. Les sections des poteaux ainsi adoptées sont :

- Poteaux des entre sols 5, 4 et 3 : (60*50) cm².
- Poteaux des entre sols 2 et 1 : (55*45) cm².
- Poteaux du R.D.C et étages 1, 2, 3 : (50*40) cm².
- Poteaux des étages 4, 5 et 6 : (45*35) cm².

CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

3.1 Introduction

Dans une structure quelconque de génie civil on distingue deux types d'éléments, les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers.

3.2 Etudes des planchers

Un plancher est une aire plane, destinée à séparer les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre + charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.
- Un rôle de séparation entre deux niveaux.

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines.

3.2.1 Planchers corps creux

3.2.1.1 Les poutrelles

La figure 3.1 montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

- *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- *Critère de continuité* : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

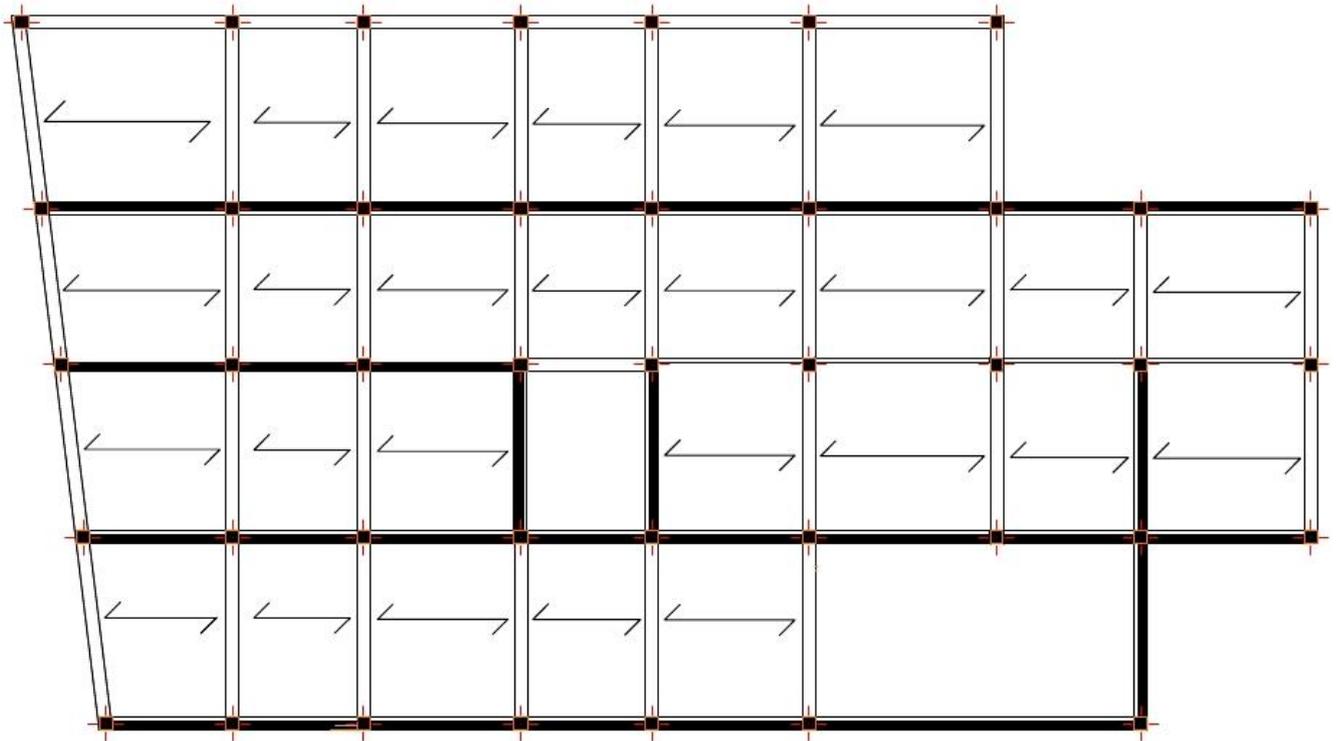


Figure 3.1. Sens de disposition des poutrelles adoptées.

Le sens de disposition adopté aux poutrelles donne naissance à différents types. Ces derniers sont résumés sur le tableau 3.1

Tableau 3.1. Les différents types de poutrelles.

Types de planchers	N° du type de p ^{elles}	Schéma statique du type de poutrelles
Planchers terrasse inaccessible	01	
	02	
	03	
Planchers étages courant (habitations)	04	

	05	
	06	
	07	
	08	
	09	
Planchers terrasse accessible	10	
	11	
	12	

3.2.1.1.1 Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire nous disposons de deux méthodes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Méthode Forfaitaire

Elle est applicable pour le calcul des planchers à surcharge modérée et sous les conditions suivantes :

- 1) Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G, 5) \text{ KN/m}^2$
- 2) Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 3) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- 4) Fissuration peu nuisible.

Remarque

Si la première condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

Si la 2^{ème}, la 3^{ème} ou la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

Moments sur appuis

Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant, nous tenons compte d'un moment fictif qui est exigé par le BAEL91 pour des armatures de constructions, ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

$(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois appuis.

$(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois appuis.

$(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

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

$$(2) \rightarrow \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

M_t : le moment maximum en travée entre (1) et (2).

M_0 : moment isostatique de la travée considérée.

Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

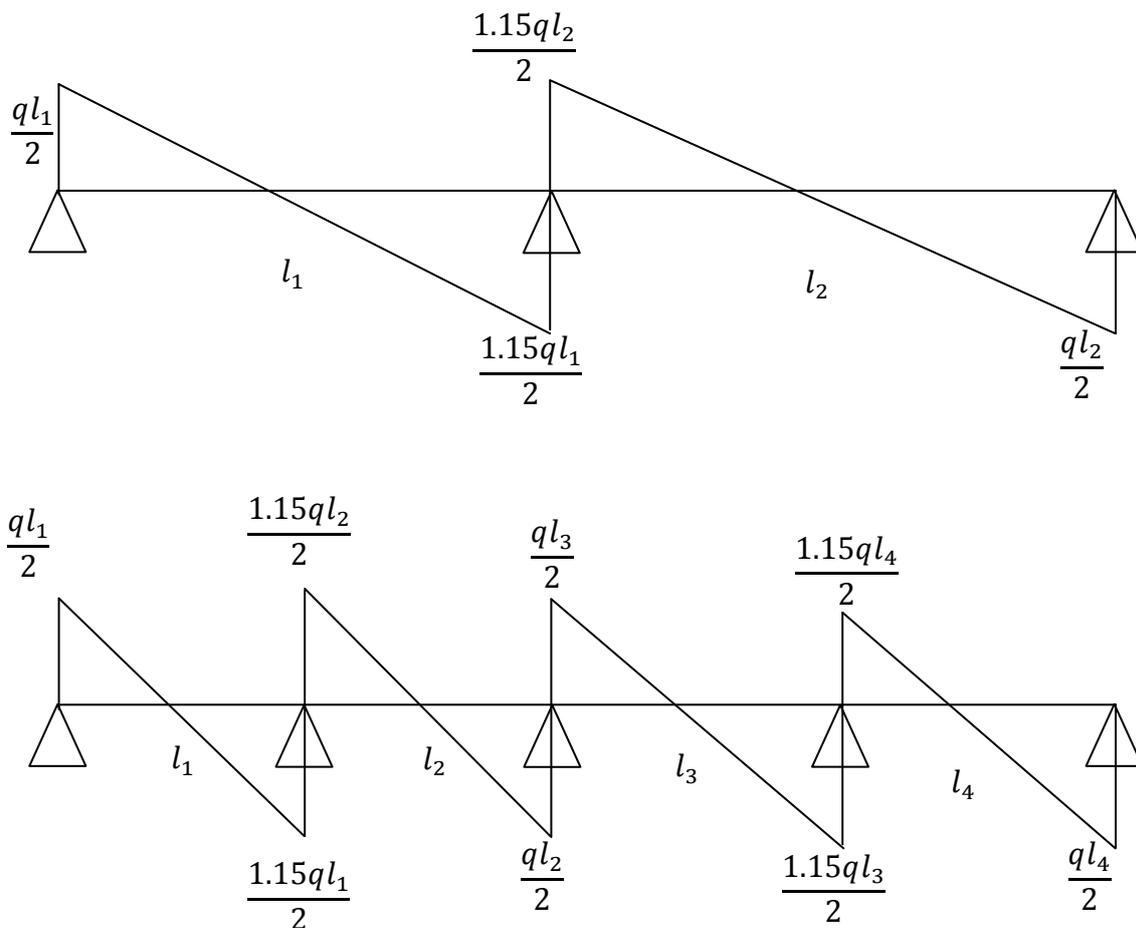


Figure 3.2. Evaluation des efforts tranchants.

Méthode de Caquot

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives

Moment sur appuis

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

Tel que :

l'_g et l'_d : Longueurs fictives.

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

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

Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

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

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q_g \times x + q_g \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{M_d - M_g}{q_l} + \frac{l}{2}$$

$$M_{max} = M(x_0)$$

Evaluation des efforts tranchants

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

3.2.1.1.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 3.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6.38	1.00	10.11	6.57	7.38	4.80
Plancher terrasse accessible	6.78	1.50	11.40	7.41	8.28	5.38
Plancher étage courant	5.96	1.50	10.30	6.70	7.46	4.85

3.2.1.1.3 Calcul des sollicitations

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot minorée.

Exemple de calcul d'une poutrelle du type 03 du plancher terrasse inaccessible

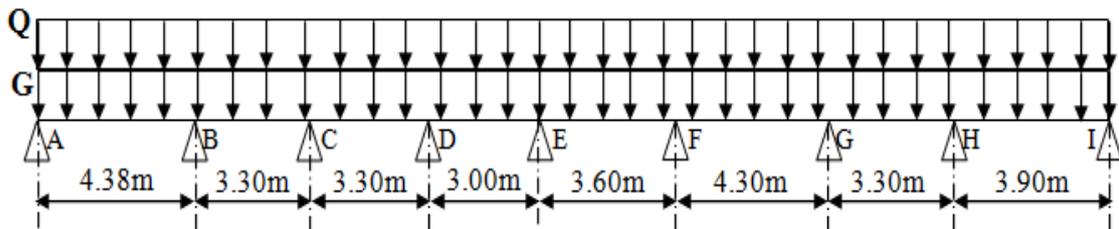


Figure 3.3. Schéma statique d'une poutrelle type 03.

Choix de la méthode de calcul

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc on aura recours à la méthode de Caquot minorée.

La méthode de Caquot minorée diffère de la méthode de Caquot, par le calcul des moments aux appuis, qui se fait avec une charge permanente de G' tel que $G' = \frac{2}{3}G$. Mais en calculant les moments en travée sont calculés avec G .

Moment en appuis**Calcul des longueurs fictives**

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

$$l'_{AB} = l_{AB} = 4.38m$$

$$l'_{BC} = 0.8 \times l_{BC} = 0.8 \times 3.30 = 2.64m$$

$$l'_{CD} = 0.8 \times l_{CD} = 0.8 \times 3.30 = 2.64m$$

$$l'_{DE} = 0.8 \times l_{DE} = 0.8 \times 3.00 = 2.40m$$

$$l'_{EF} = 0.8 \times l_{EF} = 0.8 \times 3.60 = 2.88m$$

$$l'_{FG} = 0.8 \times l_{FG} = 0.8 \times 4.30 = 3.44m$$

$$l'_{GH} = 0.8 \times l_{GH} = 0.8 \times 3.30 = 2.64m$$

$$l'_{HI} = l_{HI} = 3.90m$$

Calcul des moments aux appuis**A l'ELU**

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

$$M_A = M_I = 0$$

$$M_B = -\frac{4.7 \times (4.38^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (4.38 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.7 \times (2.64^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.7 \times (2.64^3 + 2.40^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.40)} \Rightarrow M_D = -3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{4.7 \times (2.40^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.40 + 2.88)} \Rightarrow M_E = -3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{4.7 \times (2.88^3 + 3.44^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.44)} \Rightarrow M_F = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{4.7 \times (3.44^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.44 + 2.64)} \Rightarrow M_G = -5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -\frac{4.7 \times (2.64^3 + 3.90^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.90)} \Rightarrow M_H = -6.57 \text{ KN.m}$$

A P'ELS

$$M_A = M_I = 0$$

$$M_B = -\frac{3.41 \times (4.38^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (4.38 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.41 \times (2.64^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{3.41 \times (2.64^3 + 2.40^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.40)} \Rightarrow M_D = -2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{3.41 \times (2.40^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.40 + 2.88)} \Rightarrow M_E = -2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{3.41 \times (2.88^3 + 3.44^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.44)} \Rightarrow M_F = -4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -\frac{3.41 \times (3.44^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.44 + 2.64)} \Rightarrow M_G = -3.90 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -\frac{3.41 \times (2.64^3 + 3.90^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.90)} \Rightarrow M_H = -4.76 \text{ KN.m}$$

Moments aux travées

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

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{M_d - M_g}{ql} + \frac{l}{2}$$

$$M_{max} = M(x_0)$$

Travée AB**A P'ELU**

$$\frac{dM_{AB}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_A}{l} + \frac{M_B}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_B}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-8.06}{4.38 \times 6.57} + \frac{4.38}{2} = 1.90 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_{AB}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.90}{2} (4.38 - 1.90) - 8.06 \left(\frac{1.90}{4.38}\right)$$

$$M_{AB} = 11.98 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{AB}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.90}{2} (4.38 - 1.90) - 5.85 \left(\frac{1.90}{4.38} \right)$$

$$M_{AB} = 8.77 \text{ KN.m}$$

Travée BC**A'ELU**

$$\frac{dM_{BC}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_B}{l} + \frac{M_C}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_C - M_B}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-3.85 + 8.06}{3.30 \times 6.57} + \frac{3.30}{2} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_{BC}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.84}{2} (3.30 - 1.84) - 8.06 \left(1 - \frac{1.84}{3.30} \right) - 3.85 \left(\frac{1.84}{3.30} \right)$$

$$M_{BC} = 3.11 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{BC}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.84}{2} (3.30 - 1.84) - 5.85 \left(1 - \frac{1.84}{3.30} \right) - 2.79 \left(\frac{1.84}{3.30} \right)$$

$$M_{BC} = 2.30 \text{ KN.m}$$

Travée CD**A'ELU**

$$\frac{dM_{CD}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_C}{l} + \frac{M_D}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_D - M_C}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-3.53 + 3.85}{3.30 \times 6.57} + \frac{3.30}{2} = 1.66 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_{CD}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.66}{2} (3.30 - 1.66) - 3.85 \left(1 - \frac{1.66}{3.30} \right) - 3.53 \left(\frac{1.66}{3.30} \right)$$

$$M_{CD} = 5.25 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{CD}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.66}{2} (3.30 - 1.66) - 2.79 \left(1 - \frac{1.66}{3.30} \right) - 2.56 \left(\frac{1.66}{3.30} \right)$$

$$M_{CD} = 3.85 \text{ KN.m}$$

Travée DE**A'ELU**

$$\frac{dM_{DE}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_D}{l} + \frac{M_E}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_E - M_D}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-3.95 + 3.53}{3.00 \times 6.57} + \frac{3.00}{2} = 1.47m$$

$$M_{max} = M_{DE}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.47}{2} (3.00 - 1.47) - 3.53 \left(1 - \frac{1.47}{3.00}\right) - 3.95 \left(\frac{1.47}{3.00}\right)$$

$$M_{DE} = 3.65 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{DE}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.47}{2} (3.00 - 1.47) - 2.56 \left(1 - \frac{1.47}{3.00}\right) - 2.86 \left(\frac{1.47}{3.00}\right)$$

$$M_{DE} = 2.69 \text{ KN.m}$$

Travée EF**A'ELU**

$$\frac{dM_{EF}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_E}{l} + \frac{M_F}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_F - M_E}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-5.65 + 3.95}{3.60 \times 6.57} + \frac{3.60}{2} = 1.72m$$

$$M_{max} = M_{EF}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.72}{2} (3.60 - 1.72) - 3.95 \left(1 - \frac{1.72}{3.60}\right) - 5.65 \left(\frac{1.72}{3.60}\right)$$

$$M_{EF} = 5.86 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{EF}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.72}{2} (3.60 - 1.72) - 2.86 \left(1 - \frac{1.72}{3.60}\right) - 4.10 \left(\frac{1.72}{3.60}\right)$$

$$M_{EF} = 4.30 \text{ KN.m}$$

Travée FG**A'ELU**

$$\frac{dM_{FG}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_F}{l} + \frac{M_G}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_G - M_F}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-5.37 + 5.65}{4.30 \times 6.57} + \frac{4.30}{2} = 2.16m$$

$$M_{max} = M_{FG}(x_0) = \frac{6.57 \times 2.16}{2} (4.30 - 2.16) - 5.65 \left(1 - \frac{2.16}{4.30}\right) - 5.37 \left(\frac{2.16}{4.30}\right)$$

$$M_{FG} = 9.67 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$M_{max} = M_{FG}(x_0) = \frac{4.80 \times 2.16}{2} (4.30 - 2.16) - 4.10 \left(1 - \frac{2.16}{4.30}\right) - 3.90 \left(\frac{2.16}{4.30}\right)$$

$$M_{FG} = 7.09 \text{ KN.m}$$

Travée GH**A l'ELU**

$$\frac{dM_{GH}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_G}{l} + \frac{M_H}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{M_H - M_G}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{-6.57 + 5.37}{3.30 \times 6.57} + \frac{3.30}{2} = 1.60m$$

$$M_{max} = M_{GH}(x_0) = \frac{6.57 \times 1.60}{2} (3.30 - 1.60) - 5.37 \left(1 - \frac{1.60}{3.30}\right) - 6.57 \left(\frac{1.60}{3.30}\right)$$

$$M_{GH} = 2.98 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_{max} = M_{GH}(x_0) = \frac{4.80 \times 1.60}{2} (3.30 - 1.60) - 3.90 \left(1 - \frac{1.60}{3.30}\right) - 4.76 \left(\frac{1.60}{3.30}\right)$$

$$M_{GH} = 2.21 \text{ KN.m}$$

Travée HI**A l'ELU**

$$\frac{dM_{HI}}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_H}{l} + \frac{M_I}{l} = 0$$

$$x_0 = \frac{-M_H}{ql} + \frac{l}{2} = \frac{6.57}{3.90 \times 6.57} + \frac{3.90}{2} = 2.20m$$

$$M_{max} = M_{HI}(x_0) = \frac{6.57 \times 2.20}{2} (3.90 - 2.20) - 6.57 \left(1 - \frac{2.20}{3.90}\right)$$

$$M_{HI} = 9.42 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_{max} = M_{HI}(x_0) = \frac{4.80 \times 2.20}{2} (3.90 - 2.20) - 4.76 \left(1 - \frac{2.20}{3.90}\right)$$

$$M_{HI} = 6.90 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchant

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB

$$\begin{cases} V_A = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_A - M_B}{l} = \frac{6.57 \times 4.38}{2} - \frac{8.06}{4.38} = 12.54 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_A - M_B}{l} = -\frac{6.57 \times 4.38}{2} - \frac{8.06}{4.38} = -16.22 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} V_B = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_B - M_C}{l} = \frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-8.06 + 3.85}{3.30} = 12.11 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_B - M_C}{l} = -\frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-8.06 + 3.85}{3.30} = -9.56 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD

$$\begin{cases} V_C = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_C - M_D}{l} = \frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-3.85 + 3.53}{3.30} = 10.93 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_C - M_D}{l} = -\frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-3.85 + 3.53}{3.30} = -10.74 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE

$$\begin{cases} V_D = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_D - M_E}{l} = \frac{6.57 \times 3.00}{2} - \frac{-3.53 + 3.95}{3.00} = 9.71 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_D - M_E}{l} = -\frac{6.57 \times 3.00}{2} - \frac{-3.53 + 3.95}{3.00} = -9.99 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF

$$\begin{cases} V_E = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_E - M_F}{l} = \frac{6.57 \times 3.60}{2} - \frac{-3.95 + 5.65}{3.60} = 11.35 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_E - M_F}{l} = -\frac{6.57 \times 3.60}{2} - \frac{-3.95 + 5.65}{3.60} = -12.29 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée FG

$$\begin{cases} V_F = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_F - M_G}{l} = \frac{6.57 \times 4.30}{2} - \frac{-5.65 + 5.37}{4.30} = 14.19 \text{ KN} \\ V_G = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_F - M_G}{l} = -\frac{6.57 \times 4.30}{2} - \frac{-5.65 + 5.37}{4.30} = -14.06 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée GH

$$\begin{cases} V_G = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_G - M_H}{l} = \frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-5.37 + 6.57}{3.30} = 10.47 \text{ KN} \\ V_H = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_G - M_H}{l} = -\frac{6.57 \times 3.30}{2} - \frac{-5.37 + 6.57}{3.30} = -11.20 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée HI

$$\begin{cases} V_H = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_H - M_I}{l} = \frac{6.57 \times 3.90}{2} - \frac{-6.57}{3.90} = 14.49 \text{ KN} \\ V_I = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_H - M_I}{l} = -\frac{6.57 \times 3.90}{2} - \frac{-6.57}{3.90} = -11.12 \text{ KN} \end{cases}$$

Exemple de calcul d'une poutrelle du type 04 du plancher étage courant (habitations)

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées. On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 04.

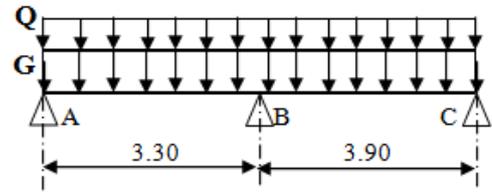


Figure 3.4. Schéma statique d'une poutrelle du type 04

Calcul des moments isostatique

A l'ELU

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 9.106 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 12.72 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{P_s \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 6.602 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{P_s \times l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9.22 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis

Appuis de rive

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

$$M_A = M_C = 0$$

Appuis intermédiaires

A l'ELU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -7.632 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.532 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.96 + 1.5} = 0.201$$

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

$$(2) \rightarrow \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

A l'ELU**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 13.47 \\ M_t^{AB} \geq 5.73 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 13.47 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 17.30 \\ M_t^{BC} \geq 8.015 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 17.30 \text{ KN.m}$$

A l'ELS**Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 9.766 \\ M_t^{AB} \geq 4.16 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 9.766 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 12.54 \\ M_t^{BC} \geq 5.81 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 12.54 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants**Travée AB**

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.70 \times 3.30}{2} = 11.055 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -12.69 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{6.70 \times 3.90}{2} = 15.024 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.70 \times 3.90}{2} = -13.065 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux 3.3,...,3.9

Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3.3. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l' (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
01	A - B	3.00	---	7,39	-1.11	-1.11	7,39	9,86	-9,86
02	A - B	3.00	---	7,39	-1.11	-6,389	4,59	9,86	-11,34
	B - C	3.60	---	10,65	-6,389	-1.11	7,99	13,60	-11,83
03	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-8.08	11.98	12.55	-16.24
	B - C	3.30	2.64	---	-8.08	-3.86	3.10	12.12	-9.57
	C - D	3.30	2.64	---	-3.86	-3.54	5.25	10.94	-10.75
	D - E	3.00	2.40	---	-3.54	-3.95	3.65	9.72	-10.00
	E - F	3.60	2.88	---	-3.95	-5.66	5.86	11.36	-12.30
	F - G	4.30	3.44	---	-5.66	-5.38	9.67	14.19	-14.07
	G - H	3.30	2.64	---	-5.38	-6.58	2.97	10.48	-11.21
	H - I	3.90	3.90	---	-6.58	0.00	9.42	14.50	-11.13

Tableau 3.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l' (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
01	A - B	3.00	---	5.40	-0.81	-0.81	5,40
02	A - B	3.00	---	5.40	-0.81	-4.66	3,35
	B - C	3.60	---	7.77	-4.66	-1.16	5,83
03	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-5.86	8,76
	B - C	3.30	2.64	---	-5.86	-2.80	2,29
	C - D	3.30	2.64	---	-2.80	-2.57	3,85
	D - E	3.00	2.40	---	-2.57	-2.87	2,68
	E - F	3.60	2.88	---	-2.87	-4.11	4,29
	F - G	4.30	3.44	---	-4.11	-3.90	7,08
	G - H	3.30	2.64	---	-3.90	-4.77	2,20
	H - I	3.90	3.90	---	-4.77	0.00	6,89

Plancher étage courant (habitations)

Tableau 3.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant (habitations)

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l' (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
04	A - B	3.30	---	9,11	-1.36	-7.63	5,84	11,04	-12,70
	B - C	3.90	---	12,72	-7.63	-1.91	9,67	15,00	-13,05
05	A - B	4.83	4.83	---	0.00	-10.22	14,74	14.05	-18.28
	B - C	3.30	2.64	---	-10.22	-5.32	1,50	12.52	-9.56
	C - D	3.30	3.30	---	-5.32	0.00	6,64	12.65	-9.43
06	A - B	3.60	3.60	---	0.00	-7.22	7,53	10.04	-14.05
	B - C	4.30	3.44	---	-7.22	-5.66	9,03	14.75	-14.02
	C - D	3.30	2.64	---	-5.66	-6.92	2,83	10.66	-11.42
	D - E	3.90	3.90	---	-6.92	0.00	9,50	14.82	-11.27
07	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-8.49	12,08	12.72	-16.59
	B - C	3.30	2.64	---	-8.49	-4.06	2,97	12.38	-9.70
	C - D	3.30	2.64	---	-4.06	-3.72	5,22	11.14	-10.94
	D - E	3.00	2.40	---	-3.72	-5.87	2,77	9.32	-10.75
	E - F	3.60	3.60	---	-5.87	0.00	8,10	13.67	-10.41
08	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-8.49	12,08	12.72	-16.59
	B - C	3.30	2.64	---	-8.49	-4.06	2,97	12.38	-9.70
	C - D	3.30	2.64	---	-4.06	-3.72	5,22	11.14	-10.94
	D - E	3.00	2.40	---	-3.72	-4.16	3,59	9.89	-10.18
	E - F	3.60	2.88	---	-4.16	-5.95	5,80	11.55	-12.54
	F - G	4.30	3.44	---	-5.95	-6.62	9,18	14.23	-14.54
	G - H	3.30	3.30	---	-6.62	0.00	6,10	13.05	-9.03
09	A - B	3.43	3.43	---	0.00	-5.64	7,22	9,83	-13,12
	B - C	3.30	2.64	---	-5.64	-4.06	4,28	11,52	-10,56
	C - D	3.30	2.64	---	-4.06	-3.72	5,22	11,14	-10,94
	D - E	3.00	2.40	---	-3.72	-4.16	3,59	9,89	-10,18
	E - F	3.60	2.88	---	-4.16	-5.95	5,80	11,55	-12,54
	F - G	4.30	3.44	---	-5.95	-5.66	9,66	14,45	-14,32
	G - H	3.30	2.64	---	-5.66	-6.92	2,83	10,66	-11,42
	H - I	3.90	3.90	---	-6.92	0.00	9,50	14,82	-11,27

Tableau 3.6. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant (habitations)

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
04	A - B	3.30	---	6,60	-0.99	-5.53	4,23
	B - C	3.90	---	9,22	-5.53	-1.38	7,01
05	A - B	4.83	4.83	---	0.00	-7.34	10,70
	B - C	3.30	2.64	---	-7.34	-3.83	1,13
	C - D	3.30	3.30	---	-3.83	0.00	4,82
06	A - B	3.60	3.60	---	0.00	-5.19	5,47
	B - C	4.30	3.44	---	-5.19	-4.07	6,58
	C - D	3.30	2.64	---	-4.07	-4.97	2,09
	D - E	3.90	3.90	---	-4.97	0.00	6,90
07	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-6.11	8,77
	B - C	3.30	2.64	---	-6.11	-2.92	2,18
	C - D	3.30	2.64	---	-2.92	-2.67	3,80
	D - E	3.00	2.40	---	-2.67	-4.22	2,03
	E - F	3.60	3.60	---	-4.22	0.00	5,89
08	A - B	4.38	4.38	---	0.00	-6.11	8,77
	B - C	3.30	2.64	---	-6.11	-2.92	2,18
	C - D	3.30	2.64	---	-2.92	-2.67	3,80
	D - E	3.00	2.40	---	-2.67	-2.99	2,62
	E - F	3.60	2.88	---	-2.99	-4.28	4,23
	F - G	4.30	3.44	---	-4.28	-4.76	6,69
	G - H	3.30	3.30	---	-4.76	0.00	4,43
09	A - B	3.43	3.43	---	0.00	-4.05	5,25
	B - C	3.30	2.64	---	-4.05	-2.92	3,13
	C - D	3.30	2.64	---	-2.92	-2.67	3,80
	D - E	3.00	2.40	---	-2.67	-2.99	2,62
	E - F	3.60	2.88	---	-2.99	-4.28	4,23
	F - G	4.30	3.44	---	-4.28	-4.07	7,03
	G - H	3.30	2.64	---	-4.07	-4.97	2,08
	H - I	3.90	3.90	---	-4.97	0.00	6,90

Plancher terrasse accessible**Tableau 3.7.** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse accessible.

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
10	A - B	4.83	---	21.61	-3.24	-3.24	21.61	17.90	-17.90
11	A - B	3.30	---	10.09	-1.51	-6.05	7,61	12.23	-14.06
	B - C	3.30	---	10.09	-6.05	-1.51	7,61	14.06	-12.23
12	A - B	3.43	3.43	---	0.00	-5.63	7,22	9,83	-13,12
	B - C	3.30	2.64	---	-5.63	-4.06	4,28	11,52	-10,56
	C - D	3.30	2.64	---	-4.06	-3.72	5,22	11,14	-10,94
	D - E	3.00	2.44	---	-3.72	-4.16	3,59	9,89	-10,18
	E - F	3.60	2.88	---	-4.16	-5.95	5,80	11,55	-12,54
	F - G	4.30	3.44	---	-5.95	-5.66	9,66	14,45	-14,32
	G - H	3.30	2.64	---	-5.66	-6.92	2,83	10,66	-11,42
	H - I	3.90	3.90	---	-6.92	0.00	9,50	14,82	-11,27

Tableau 3.8. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

Type	Travée	Longueur l (m)	Longueur l (m) (M. Caquot)	M_0 (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
10	A - B	4.83	---	15,69	-2.35	-2.35	15,69
11	A - B	3.30	---	7,32	-1.10	-4.39	5,52
	B - C	3.30	---	7,32	-4.39	-1.10	5,52
12	A - B	3.43	3.43	---	0.00	-4.05	5,25
	B - C	3.30	2.64	---	-4.05	-2.92	3,13
	C - D	3.30	2.64	---	-2.92	-2.67	3,80
	D - E	3.00	2.44	---	-2.67	-2.99	2,62
	E - F	3.60	2.88	---	-2.99	-4.28	4,23
	F - G	4.30	3.44	---	-4.28	-4.07	7,03
	G - H	3.30	2.64	---	-4.07	-4.97	2,09
	H - I	3.90	3.90	---	-4.97	0.00	6,90

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant

Tableau 3.9. Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.

Types de planchers	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{MAX}^{Appui} (KN.m)$		$M_{MAX}^{Travée} (KN.m)$	$V_{MAX} (KN)$	$M_{MAX}^{Appui} (KN.m)$		$M_{MAX}^{Travée} (KN.m)$
		Rive	interne			Rive	interne	
Plancher terrasse inaccessible	01	-1.11	---	7.39	9.86	-0.81	---	5.39
	02	-1.59	-6.39	7.98	13.60	-1.16	-4.66	5.82
	03	-2.32	-8.08	11.98	16.24	-1.70	-5.86	8.76
Plancher étage courant	04	-1.91	-7.63	9.67	15.00	-1.38	-5.53	7.00
	05	-2.88	-10.22	14.74	18.28	-2.08	-7.34	10.70
	06	-1.87	-7.22	9,50	14,82	-1.35	-5,19	6,90
	07	-2.36	-8,50	12,08	16,59	-1.71	-6,11	8,77
	08	-2.36	-8,50	12,08	16,59	-1.71	-6,11	8,77
	09	-1.87	-6,92	9,66	14,82	-1.35	-4,97	7,03
Plancher terrasse accessible	10	-3.24	---	21.61	17.90	-2.35	---	15.69
	11	-1.51	-6,05	7,61	14,06	-1.10	-4,39	5,52
	12	-2.07	-6,92	9,66	12,54	-1.51	-4,97	7,03

3.2.1.1.4 Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

On prend comme exemple la poutrelle type 03, qui repose sur neuf (09) appuis du plancher terrasse inaccessible. Cette poutrelle est sollicitée par :

A l'ELU :

$$M_{Travée}^{Max} = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui}^{Max} = \begin{cases} -2.32 \text{ KN.m (rive)} \\ -8.08 \text{ KN.m (interne)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 16.24 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_{Travée}^{Max} = 8.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui}^{Max} = \begin{cases} -1.70 \text{ KN.m (rive)} \\ -5.86 \text{ KN.m (interne)} \end{cases}$$

- b=65 cm
- b0 =10 cm
- h=24 cm
- h0=04 cm
- d=22 cm

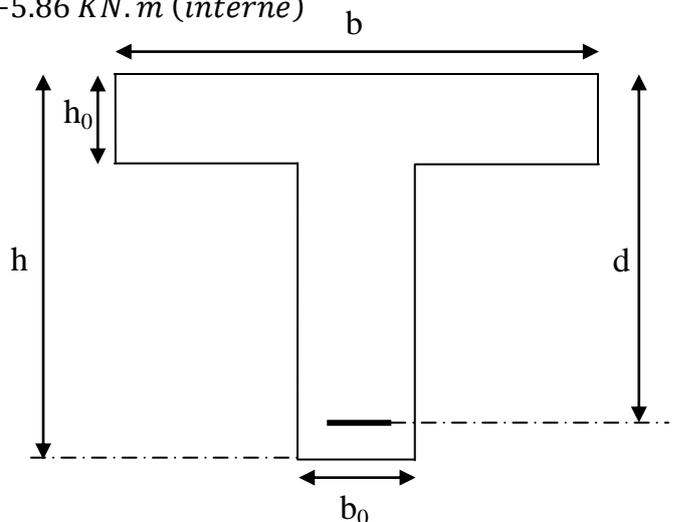


Figure 3.5. Section d'une poutrelle à ferrailer

Calcul a l'ELU**Armatures longitudinales****En travée****Le moment équilibré par la table de compression**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 11.98 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

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

$$\mu_{bu} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ Et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}}{0.8} = 0.033$$

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

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.033) = 0.217$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 1.58 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_{Min} > A_{calculé} \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Donc on doit ferrailer avec A_{Min} .

$$A_s = 2HA8 + 1HA10 = 1.8 \times 10^{-4} m^2$$

En appuis

Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.24) m^2$.

$$M_{Rive}^a = -2.32 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{2.32 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ Et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}}{0.8} = 0.043$$

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

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.216$$

$$A_{Rive}^a = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A_{Rive}^a = \frac{2.32 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.31 \times 10^{-4} m^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \times 10^{-4} m^2$$

$A_{Min} < A_{calculé} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on choisit $A_s = 1HA8 = 0.50 \times 10^{-4} m^2$

Appuis intermédiaires

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.24) m^2$.

$$M_{interne}^a = -8.08 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{8.08 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.117$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ Et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.117}}{0.8} = 0.156$$

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

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.156) = 0.206$$

$$A_{interne}^a = \frac{M^{interne}}{z \times f_{st}}$$

$$A_{interne}^a = \frac{8.08 \times 10^{-3}}{0.206 \times 348} = 1.12 \times 10^{-4} m^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \times 10^{-4} m^2$$

$A_{Min} < A_{calculé} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on choisit $A_s = 1HA10 + 1HA8 = 1.29 \times 10^{-4} m^2$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.24 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 0.738 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.738 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{avec} \quad A_l = (1.80 + 0.50 + 0.50) \times 10^{-4} = 2.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 2.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.24 \times 10^{-3}}{400} = 0.47 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ (vérifié)}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad \text{avec} \quad A_l = (1.80 + 0.79 + 0.50) \times 10^{-4} = 3.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[16.24 \times 10^{-3} - \frac{8.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right] = -0.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

⇒ L'effort tranchant est négligeable devant le moment donc aucune vérification à faire.

Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u(b - b_0)}{1.80 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.24 \times 10^{-3}(0.65 - 0.10)}{1.80 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.867 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$= 3.25 \text{ MPa (vérifié)}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table-nervure.

Armature transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{l,\text{min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.68 \text{ cm}$$

On choisit un étrier de 2Ø6 ⇒ $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement

$$S_t \leq \text{min}(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} \dots \dots \dots (2)$$

K = 1 : flexion simple, pas de risque de bétonnage.

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.738 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 168.88 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0.4} \Rightarrow \frac{400 \times 0.57}{10 \times 0.4} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'où $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Planchers terrasse inaccessible

Tableau 3.10. Ferrailage des poutrelles plancher étage terrasse inaccessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de section	A ^{min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0,016	0,020	0,218	0,97	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73	0.57	Etrier HA6
	App int	---	---	---	---	---	---		
	App rive	0,016	0,020	0,218	0,14	1HA8 = 0.50	0.26		
02	Travée	0,017	0,022	0,218	1,05	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,092	0,122	0,209	0,87	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,023	0,029	0,217	0,21	1HA8 = 0.50	0.26		
03	Travée	0,026	0,033	0,217	1,58	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,117	0,156	0,206	1,12	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,033	0,042	0,216	0,31	1HA8 = 0.50	0.26		

Planchers étage courant (habitations)

Tableau 3.11. Ferrailage des poutrelles plancher étage courant (habitations).

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de section	A ^{min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
04	Travée	0,0216	0,0273	0,217	1,27	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73	0.57	Etrier HA6
	App int	0,1110	0,1474	0,207	1,06	---	0.26		
	App rive	0,0277	0,0352	0,216	0,25	1HA8 = 0.50	0.26		
05	Travée	0,0329	0,0419	0,216	1,95	2HA10 + 1HA8 = 2.07	1.73		
	App int	0,1487	0,2022	0,202	1,45	1HA10 + 1HA12 = 1.92	0.26		
	App rive	0,0419	0,0535	0,215	0,38	1HA8 = 0.50	0.26		
06	Travée	0,0212	0,0268	0,217	1,25	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,1050	0,1390	0,207	0,99	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0272	0,0344	0,216	0,24	1HA8 = 0.50	0.26		
07	Travée	0,0270	0,0342	0,216	1,59	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,1236	0,1655	0,205	1,18	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0343	0,0436	0,216	0,31	1HA8 = 0.50	0.26		
08	Travée	0,0270	0,0342	0,216	1,59	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,1236	0,1655	0,205	1,18	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0343	0,0436	0,216	0,31	1HA8 = 0.50	0.26		
09	Travée	0,0216	0,0273	0,217	1,27	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,1006	0,1329	0,208	0,95	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0272	0,0344	0,216	0,24	1HA8 = 0.50	0.26		

Planchers terrasse accessible

Tableau 3.12. Ferrailage des poutrelles plancher étage terrasse accessible.

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de section	A ^{min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
10	Travée	0,0483	0,0620	0,214	2,89	2HA12 + 1HA10 = 3.05	1.73	0.57	Etrier HA6
	App int	---	---	---	---	---	---		
	App rive	0,0471	0,0603	0,214	0,43	1HA8 = 0.50	0.26		
11	Travée	0,0170	0,0214	0,218	1,00	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,0880	0,1153	0,209	0,82	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0219	0,0277	0,217	0,19	1HA8 = 0.50	0.26		
12	Travée	0,0216	0,0273	0,217	1,27	2HA8 + 1HA10 = 1.80	1.73		
	App int	0,1006	0,1329	0,208	0,95	1HA10 + 1HA8 = 1.29	0.26		
	App rive	0,0301	0,0382	0,216	0,27	1HA8 = 0.50	0.26		

Vérifications à l'ELS**Etat limite de compression du béton**

$$M_{Travée}^{Max} = 8.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui}^{Max} = \begin{cases} -1.70 \text{ KN.m (rive)} \\ -5.86 \text{ KN.m (interne)} \end{cases}$$

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

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

En travée**Position de l'axe neutre**

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

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.80 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 3.40 \times 10^{-5} > 0$$

\Rightarrow l'axe neutre dans la table donc calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul de y

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

$$\frac{65 \times y^2}{2} - 15 \times 1.80 \times (22 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.88 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{65 \times 3.88^3}{3} + 15 \times 1.80 \times (22 - 3.88)^2 \Rightarrow I = 10130.60 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.76 \times 10^{-3} \times 3.88 \times 10^{-2}}{10130.60 \times 10^{-8}} = 3.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

En appuis**Appui intermédiaire****Calcul de y**

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} - 15 \times 1.29 \times (22 - y) = 0 \Rightarrow y = 7.49 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{10 \times 7.49^3}{3} + 15 \times 1.29 \times (22 - 7.49)^2 \Rightarrow I = 5474.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.86 \times 10^{-3} \times 7.49 \times 10^{-2}}{5474.58 \times 10^{-8}} = 8.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

Appui de rive**Calcul de y**

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} - 15 \times 0.50 \times (22 - y) = 0 \Rightarrow y = 5.04 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{10 \times 5.04^3}{3} + 15 \times 0.50 \times (22 - 5.04)^2 \Rightarrow I = 2584.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.70 \times 10^{-3} \times 5.04 \times 10^{-2}}{2584.05 \times 10^{-8}} = 3.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau 3.13

Tableau 3.13. Vérifications des contraintes dans le béton.

Etage	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
Etage terrasse inaccessible	01	Travée	5.39	1.80	3.88	10130.60	2.06	15	vérifiée
		App inter	---	---	---	---	---	15	---
		App rive	-0.81	0.50	5.04	2584.05	1.58	15	vérifiée
	02	Travée	5.82	1.80	3.88	10130.60	2.23	15	vérifiée
		App inter	-4.66	1.29	7.49	5474.58	6.37	15	vérifiée
		App rive	-1.16	0.50	5.04	2584.05	2.26	15	vérifiée
	03	Travée	8.76	1.80	3.88	10130.60	3.35	15	vérifiée
		App inter	-5.86	1.29	7.49	5474.58	8.01	15	vérifiée
		App rive	-1.70	0.50	5.04	2584.05	3.31	15	vérifiée
Etage courant (habitations)	04	Travée	7.00	1.80	3.88	10130.60	2.68	15	vérifiée
		App inter	-5.53	---	---	---	---	15	vérifiée
		App rive	-1.38	0.50	5.04	2584.05	2.69	15	vérifiée

	05	Travée	10.70	2.07	0.95	14297.07	0.71	15	vérifiée
		App inter	-7.34	1.92	8.74	7289.26	8.80	15	vérifiée
		App rive	-2.08	0.50	5.04	2584.05	4.05	15	vérifiée
	06	Travée	6,90	1.80	3.88	10130.60	2.64	15	vérifiée
		App inter	-5,19	1.29	7.49	5474.58	7.10	15	vérifiée
		App rive	-1.35	0.50	5.04	2584.05	2.63	15	vérifiée
	07	Travée	8,77	1.80	3.88	10130.60	3.36	15	vérifiée
		App inter	-6,11	1.29	7.49	5474.58	8.35	15	vérifiée
		App rive	-1.71	0.50	5.04	2584.05	3.33	15	vérifiée
	08	Travée	8,77	1.80	3.88	10130.60	3.36	15	vérifiée
		App inter	-6,11	1.29	7.49	5474.58	8.35	15	vérifiée
		App rive	-1.71	0.50	5.04	2584.05	3.33	15	vérifiée
09	Travée	7,03	1.80	3.88	10130.60	2.69	15	vérifiée	
	App inter	-4,97	1.29	7.49	5474.58	6.80	15	vérifiée	
	App rive	-1.35	0.50	5.04	2584.05	2.63	15	vérifiée	
Etage terrasse accessible	10	Travée	15.69	3.05	2.05	18531.21	1.73	15	vérifiée
		App inter	---	---	---	---	---	15	---
		App rive	-2.35	0.50	5.04	2584.05	4.58	15	vérifiée
	11	Travée	5,52	1.80	3.88	10130.60	2.11	15	vérifiée
		App inter	-4,39	1.29	7.49	5474.58	6.00	15	vérifiée
		App rive	-1.10	0.50	5.04	2584.05	2.14	15	vérifiée
	12	Travée	7,03	1.80	3.88	10130.60	2.69	15	vérifiée
		App inter	-4.97	1.29	7.49	5474.58	6.80	15	vérifiée
		App rive	-1.51	0.50	5.04	2584.05	2.94	15	vérifiée

Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.24}{4.38} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{438}{500} = 0.876 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$y = 3.88 \text{ cm}$$

$$I = 10130.60 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.80 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 1.80} = 8.03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_G = 8.03 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{10}{3} \times 24^3 + 10 \times 24 \times \left(\frac{24}{2} - 8.03\right)^2 + (65 - 10) \times 4 \times \left(8.03 - \frac{4}{2}\right)^2 + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + 15[1.80 \times (22 - 8.03)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 63424.69 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.80}{10 \times 22} = 8.18 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{8.18 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 5.21$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 5.21 \Rightarrow \lambda_v = 2.08$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.36 = 2.18 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.38 = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.38 + 1) = 4.80 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.15 \times 4.38^2}{8} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.18 \times 4.38^2}{8} = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.80 \times 4.38^2}{8} = 8.63 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{7.46 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0388)}{10130.60 \times 10^{-8}} = 200.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{3.92 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0388)}{10130.60 \times 10^{-8}} = 105.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{8.63 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0388)}{10130.60 \times 10^{-8}} = 231.54 \text{ MPa}$$

Calcul de μ si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 8.18 \times 10^{-3} \times 200.15 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 8.18 \times 10^{-3} \times 105.17 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 8.18 \times 10^{-3} \times 231.54 + 2.1} = 0.62$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 63424.69}{1 + 5.21 \times 0.57} = 17574.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 63424.69}{1 + 5.21 \times 0.33} = 25656.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 63424.69}{1 + 5.21 \times 0.62} = 16492.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 63424.69}{1 + 2.08 \times 0.57} = 31921.28 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.46 \times 10^{-3} \times 4.38^2}{10 \times 32164.2 \times 17574.92 \times 10^{-8}} = 2.53 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.92 \times 10^{-3} \times 4.38^2}{10 \times 32164.2 \times 25656.29 \times 10^{-8}} = 0.91 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{8.63 \times 10^{-3} \times 4.38^2}{10 \times 32164.2 \times 16492.63 \times 10^{-8}} = 3.12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.46 \times 10^{-3} \times 4.38^2}{10 \times 10721.4 \times 31921.28 \times 10^{-8}} = 4.18 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser} = 0.41 + 0.31 - 0.25 - 0.091 = 0.379 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.379 \text{ cm} < f_{adm} = 0.876 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Les vérifications de la flèche pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau 3.14

Tableau 3.14. Vérifications de la flèche des poutrelles.

Type	M_{gser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	f_{igser} (cm)	f_{ijser} (cm)	f_{ipser} (cm)	f_{vgser} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	observation
01	3.50	1.84	4.05	0.035	0.007	0.045	0.067	0.070	0.600	Vérifiée
02	5.04	2.65	5.83	0.094	0.028	0.119	0.165	0.161	0.720	Vérifiée
03	7.46	3.92	8.63	0.253	0.091	0.312	0.418	0.379	0.876	Vérifiée
04	5.52	3.11	6.91	0.129	0.046	0.181	0.222	0.227	0.780	Vérifiée
05	8.47	4.76	10.60	0.323	0.136	0.439	0.546	0.526	0.966	Vérifiée
06	6.71	3.78	8.40	0.210	0.083	0.289	0.352	0.348	0.860	Vérifiée
07	6.92	3.92	8.67	0.228	0.091	0.313	0.380	0.374	0.876	vérifiée
08	6.92	3.92	8.67	0.228	0.091	0.313	0.380	0.374	0.876	vérifiée
09	6.71	3.78	8.40	0.210	0.083	0.289	0.352	0.348	0.860	Vérifiée
10	9.63	4.76	11.77	0.300	0.113	0.386	0.539	0.512	0.966	Vérifiée
11	4.50	2.22	5.49	0.066	0.015	0.090	0.118	0.126	0.660	Vérifiée
12	7.64	3.78	9.32	0.253	0.083	0.332	0.416	0.412	0.860	Vérifiée

3.2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \frac{cm^2}{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \frac{cm^2}{ml}$$

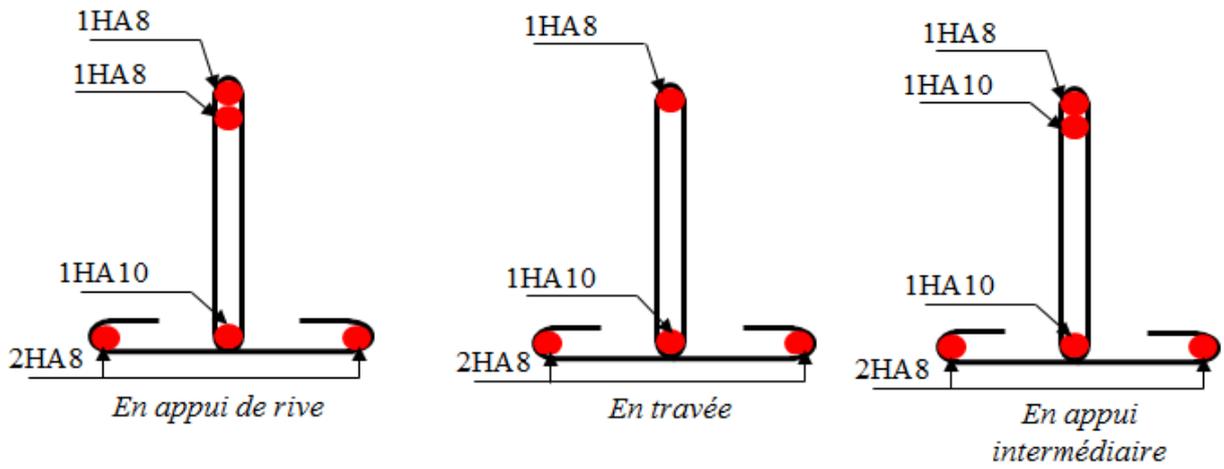
On choisit

$$5 \text{ HA } 6/ml = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

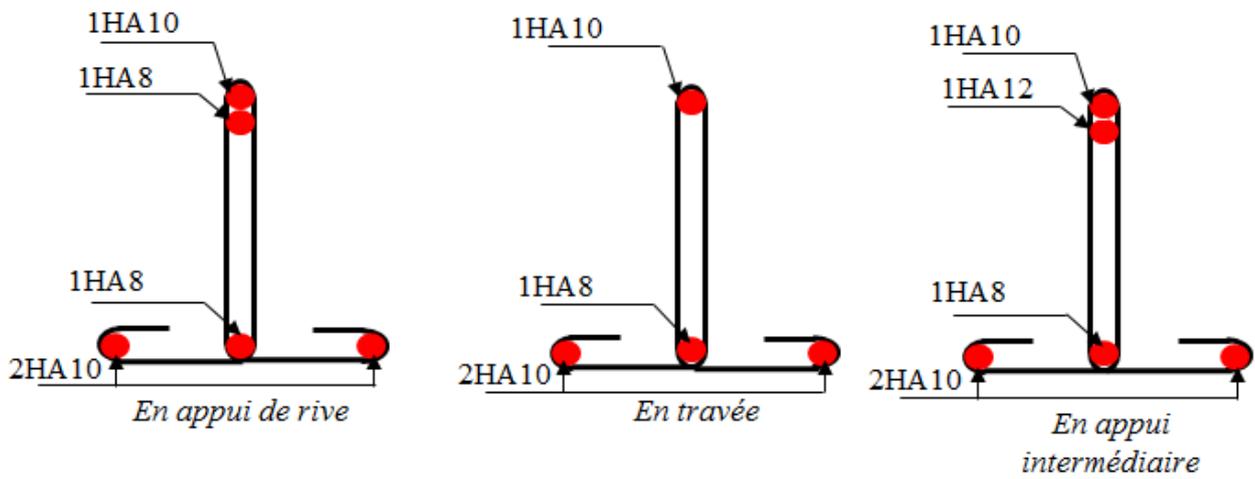
$$3 \text{ HA } 6/ml = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

3.2.1.3 Les schémas de ferrailage

a. Poutrelle du plancher étage terrasse inaccessible



b. Poutrelle du plancher étage courant (habitations)



c. Poutrelle du plancher étage terrasse inaccessible

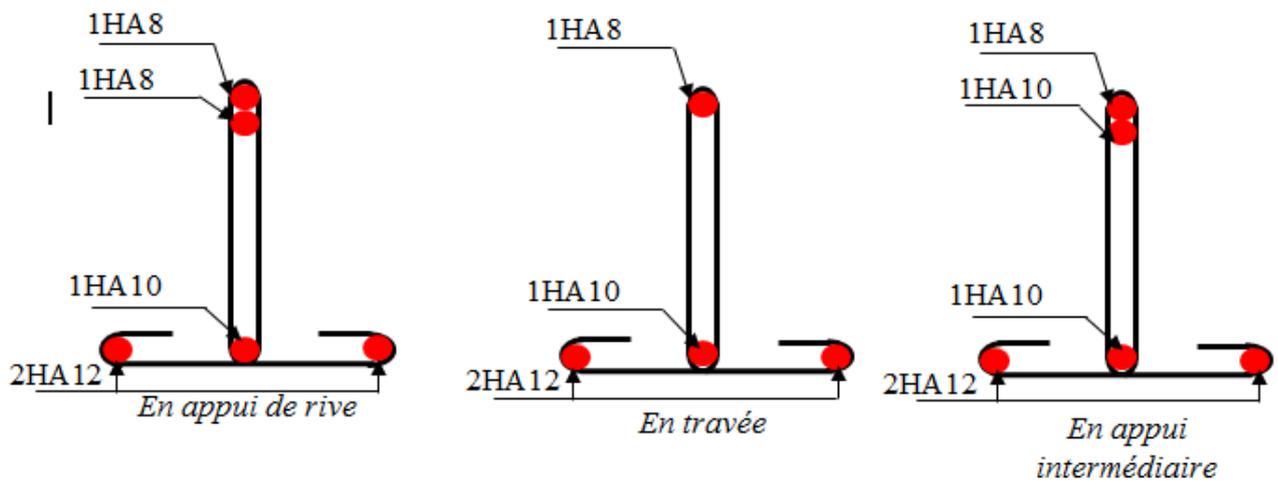


Figure 3.6. Schémas des ferrailages des poutrelles des différents étages.

d. Dalle de compression

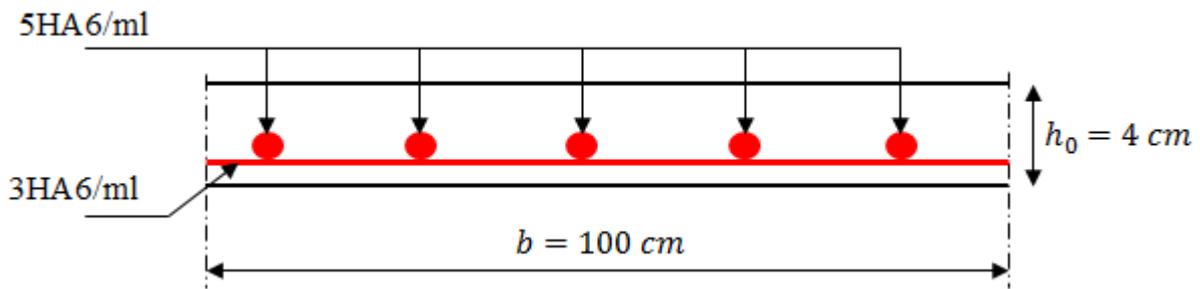


Figure 3.7. Schéma du ferrailage de la dalle de compression

3.2.2 Planchers dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (longueur et largeur). Une dalle pleine peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elle est calculée par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens, on les appelle les poutres-dalles (flexion suivant l_x).

Si $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens, (flexion suivant l_x, l_y).

3.2.2.1 Dalles pleines sur trois appuis

On étudie le panneau le plus sollicité

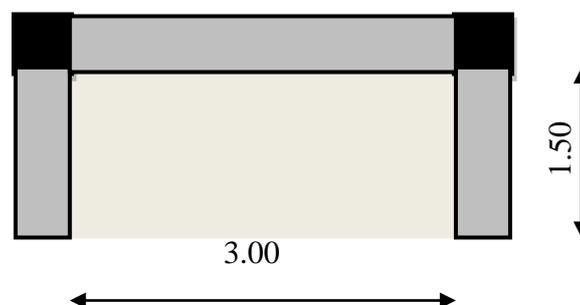


Figure 3.8. Schéma d'une dalle sur trois appuis

3.2.2.1.1 Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_y < \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

3.2.2.1.2 Calcul des sollicitations

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{3.00} = 0.5 > 0.4$ Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\frac{l_y}{2} = \frac{3.00}{2} = 1.50 \Rightarrow l_x \geq l_y/2$$

Donc :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

Evaluation des charges

$$G = 5.10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Donc on aura

A l'ELU

$$P_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 5.10 + 1.50 \times 3.50 = 12.135 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 5.10 + 3.50 = 8.60 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{12.135 \times 3.00^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{12.135 \times 3.00^2}{8} \left(1.50 - \frac{3.00}{2} \right) + \frac{12.135 \times 3.00^3}{48} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 13.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times 13.65 = 11.60 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times 6.82 = 5.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} \\ -0.3 \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -0.5 \times 13.65 = -6.82 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times 13.65 = -4.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{max} = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = \frac{12.135 \times 3.00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.5}{2}} = 14.56 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 14.56 \text{ KN}$$

3.2.2.1.3 Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.40 \text{ cm}$$

Soit $\phi = 12 \text{ mm}$

$$d_x = e - \left(\frac{\phi}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.20}{2} + 2 \right) = 11.40 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2} \times \phi + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \times 1.20 + 2 \right) = 10.20 \text{ cm}$$

Calcul des armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section de $(1 \times e) \text{ m}^2$

a. En travée**Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{11.60 \times 10^{-3}}{1 \times (11.40 \times 10^{-2})^2 \times 14.2} = 0.063$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}}{0.8} = 0.081$$

$$z = d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 11.40 \times (1 - 0.4 \times 0.081) = 11.10 \text{ cm}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{11.60 \times 10^{-3}}{0.110 \times 348} = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Espacement

$$S_t \leq \min(3 \times e, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{5.80 \times 10^{-3}}{1 \times (10.20 \times 10^{-2})^2 \times 14.2} = 0.039$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}}{0.8} = 0.049$$

$$z = d_y \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.102 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.100 \text{ m}$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{5.80 \times 10^{-3}}{0.10 \times 348} = 1.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Espacement

$$S_t \leq \min(4 \times e, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 14, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho > 0.4$$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$$

ρ_0 : Coefficient qui dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow HA Fe E400$$

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.5) \times 1 \times 0.14 = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^x = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_x^t = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

$$A_{min}^y = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_y^t = 1.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Le choix des armatures

$$5 HA 12/ml \Rightarrow A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$4 \text{ HA } 10/\text{ml} \Rightarrow A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

a. En appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} 6.82 \text{ KN.m} & (\text{appui inter}) \\ 4.09 \text{ KN.m} & (\text{appui rive}) \end{cases}$$

Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6.82 \times 10^{-3}}{1 \times (11.40 \times 10^{-2})^2 \times 14.2} = 0.004$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}}{0.8} = 0.005$$

$$z = d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.114 \times (1 - 0.4 \times 0.005) = 0.113 \text{ m}$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{z \times f_{st}} = \frac{6.82 \times 10^{-3}}{0.113 \times 348} = 1.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho > 0.4$$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$$

ρ_0 : Coefficient qui dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow \text{HA Fe E400}$$

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.5) \times 1 \times 0.14 = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^x = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_x^a = 1.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

$$A_{min}^y = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_y^a = 1.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Espacement

$$S_t \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = \min(3 \times 14, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

$$4 \text{ HA } 8/\text{ml} \Rightarrow A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{4.09 \times 10^{-3}}{1 \times (10.20 \times 10^{-2})^2 \times 14.2} = 0.027$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}}{0.8} = 0.034$$

$$z = d_y \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.102 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.100 \text{ m}$$

$$A_y^a = \frac{M_x^a}{z \times f_{st}} = \frac{4.09 \times 10^{-3}}{0.100 \times 348} = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho > 0.4$$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e$$

ρ_0 : Coefficient qui dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow HA Fe E400$$

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.5) \times 1 \times 0.14 = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min}^x = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > A_x^a = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

$$A_{min}^y = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_y^a = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Espacement

$$S_t \leq \min(4 \times e, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 14, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 35 \text{ cm}$$

$$3 HA 8/ml \Rightarrow A_x^a = 1.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau 3.15

Tableau 3.15. Le ferrailage adopté

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	x-x	11.60	0.063	0.081	0.110	3.03	1.40	5HA12=5.65
	y-y	5.80	0.039	0.049	0.100	1.67	1.12	4HA10=3.14
En appui	App inter	6.82	0.004	0.005	0.113	1.73	1.40	4HA8=2.01
	App de rive	4.09	0.027	0.034	0.100	1.17	1.12	3HA8=1.51

3.2.2.1.4 Vérification à l'ELU

L'effort tranchant

Si la dalle est coulée sans reprise de bétonnage $\Rightarrow \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.127 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.16 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La dalle n'a pas besoin d'armatures transversales.

3.2.2.1.5 Vérification à l'ELS

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{8.60 \times 3.00^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{8.60 \times 3.00^2}{8} \left(1.50 - \frac{3.00}{2}\right) + \frac{8.60 \times 3.00^3}{48} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 9.67 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times 9.67 = 8.22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times 4.83 = 4.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} \\ -0.3 \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -0.5 \times 9.67 = -4.83 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times 9.67 = -2.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

État limite de compression du béton

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

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

Travée**Travée // L_x****Calcul de y**

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 5.65 \times (11.40 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.63 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 3.63^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (11.40 - 3.63)^2 \Rightarrow I = 6711 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.22 \times 10^{-3} \times 3.63 \times 10^{-2}}{6711 \times 10^{-8}} = 4.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(240, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{8.22 \times 10^{-3}}{6711 \times 10^{-8}} \times (0.114 - 0.0363) \Rightarrow \sigma_{st} = 142.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 142.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Travée // à L_y**Calcul de y**

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (10.20 - y) = 0 \Rightarrow y = 2.66 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 2.66^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (10.20 - 2.66)^2 \Rightarrow I = 3305.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.10 \times 10^{-3} \times 2.66 \times 10^{-2}}{3305.08 \times 10^{-8}} = 3.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(240, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.10 \times 10^{-3}}{3305.08 \times 10^{-8}} \times (0.102 - 0.0266) \Rightarrow \sigma_{st} = 140.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

En appui

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^a = -4.83 \text{ KN.m} & (\text{appui inter}) \\ M_x^a = -2.90 \text{ KN.m} & (\text{appui rive}) \end{cases}$$

Appui intermédiaire**Calcul de y**

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (11.40 - y) = 0 \Rightarrow y = 2.33 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 2.33^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (11.40 - 2.33)^2 \Rightarrow I = 2901.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.83 \times 10^{-3} \times 2.33 \times 10^{-2}}{2901.93 \times 10^{-8}} = 3.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(240, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.83 \times 10^{-3}}{2901.93 \times 10^{-8}} \times (0.114 - 0.0233) \Rightarrow \sigma_{st} = 226.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 226.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Appui de rive**Calcul de y**

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 1.51 \times (11.40 - y) = 0 \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 2.05^3}{3} + 15 \times 1.51 \times (11.40 - 2.05)^2 \Rightarrow I = 2267.29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.90 \times 10^{-3} \times 2.05 \times 10^{-2}}{2267.29 \times 10^{-8}} = 2.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(240, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.90 \times 10^{-3}}{2267.29 \times 10^{-8}} \times (0.114 - 0.0205) \Rightarrow \sigma_{st} = 179.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Le tableau 3.16 résume la vérification de la contrainte du béton

Tableau 3.16. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
Selon x-x	8.22	3.63	6711.00	4.44	15	Vérifiée
Selon y-y	4.10	2.66	3305.08	3.30	15	Vérifiée
Appui rive	2.90	2.05	2267.29	2.62	15	Vérifiée
Appui inter	4.83	2.33	2901.93	3.87	15	Vérifiée

Le tableau 3.17 résume la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

Tableau 3.17.Etat limite d'ouverture des fissures du balcon sur trois appuis

Le sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
Selon x-x	8.22	3.63	6711.00	142.75	240	Vérifiée
Selon y-y	4.10	2.66	3305.08	140.30	240	Vérifiée
Appui rive	2.90	2.05	2267.29	179.38	240	Vérifiée
Appui inter	4.83	2.33	2901.93	226.44	240	Vérifiée

Vérification de la flèche

Sens X-X

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{1.50} = 0.09$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.22}{10 \times 9.67} = 0.085$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 11.40} = 4.95 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 1.05 \times 10^{-2}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (\text{vérifiée})$$

⇒ toutes les condition sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens Y-Y

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{3.00} = 0.04$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$y = 2.66 \text{ cm}$$

$$I = 3305.08 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15(3.14 \times 10.20)}{100 \times 14 + 15 \times 3.14} = 7.10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.10 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times 14^3 + 100 \times 14 \times \left(\frac{14}{2} - 7.10\right)^2 + 15[3.14 \times (10.20 - 7.10)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 91933.29 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 10.20} = 3.07 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{3.07 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 6.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 6.84 \Rightarrow \lambda_v = 2.73$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la dalle.

$q_{pser} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.00 \times 3.50 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 1.00 \times 5.10 = 5.10 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 1.00 \times (5.10 + 3.50) = 8.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{5.10 \times 3.00^2}{8} = 4.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{3.50 \times 3.00^2}{8} = 2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{8.60 \times 3.00^2}{8} = 7.25 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{4.30 \times 10^{-3} (0.102 - 0.0266)}{3305.08 \times 10^{-8}} = 147.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{2.95 \times 10^{-3} (0.102 - 0.0266)}{3305.08 \times 10^{-8}} = 100.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{7.25 \times 10^{-3} (0.102 - 0.0266)}{3305.08 \times 10^{-8}} = 248.09 \text{ MPa}$$

Calcul de μ $si \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.07 \times 10^{-3} \times 147.14 + 2.1} = 0.06$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.07 \times 10^{-3} \times 100.95 + 2.1} = -0.10 \cong 0$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.07 \times 10^{-3} \times 248.09 + 2.1} = 0.28$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 91933.29}{1 + 6.84 \times 0.06} = 71700.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 91933.29}{1} = 101126.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 91933.29}{1 + 6.84 \times 0.28} = 34689.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvj} = \frac{1.1 \times 91933.29}{1 + 2.73 \times 0.06} = 86893.46 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{4.30 \times 10^{-3} \times 3.00^2}{10 \times 32164.2 \times 71700.66 \times 10^{-8}} = 1.67 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.95 \times 10^{-3} \times 3.00^2}{10 \times 32164.2 \times 101126.62 \times 10^{-8}} = 8.16 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{7.25 \times 10^{-3} \times 3.00^2}{10 \times 32164.2 \times 34689.42 \times 10^{-8}} = 5.85 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{vgsr} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{vgsr} = \frac{4.30 \times 10^{-3} \times 3.00^2}{10 \times 10721.4 \times 86893.46 \times 10^{-8}} = 4.15 \times 10^{-4} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser} = 4.15 \times 10^{-2} + 5.85 \times 10^{-2} - 1.67 \times 10^{-2} - 8.16 \times 10^{-3} = 0.075 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.075 \text{ cm} < f_{adm} = 0.600 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

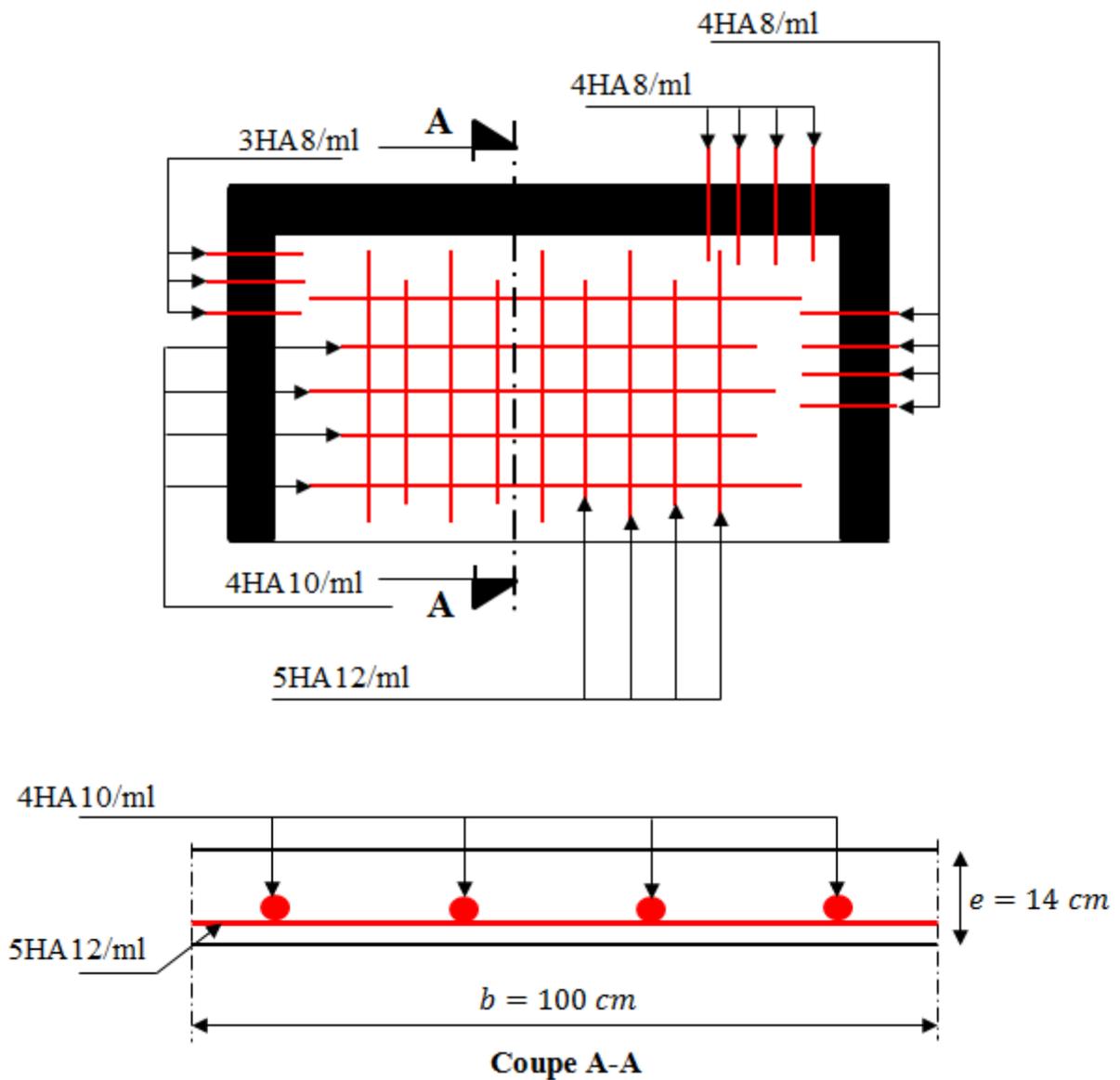
3.2.2.1.6 Schéma de ferrailage

Figure 3.9. Schéma du ferrailage d'une dalle sur trois appuis (balcons).

3.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul

- l'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

$$S = 0.15 \times 0.70 + \left(\frac{0.1+0.07}{2} \times 0.1 \right) = 0.1135 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.1135 = 2.8375 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

G : Poids propre de l'acrotère

Q : Charge d'exploitation

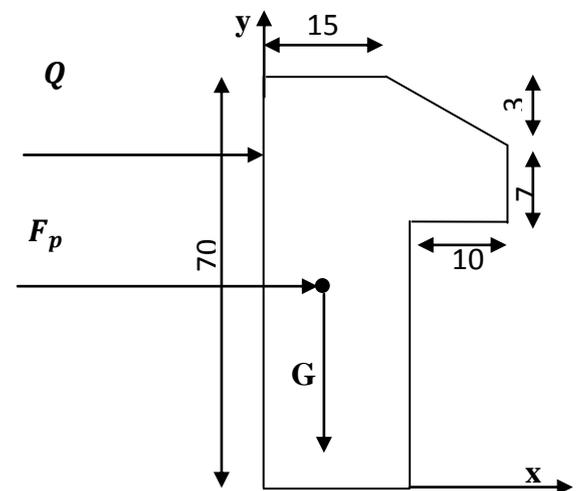


Figure 3.10. Schéma d'un acrotère

Charge horizontale (Charge sismique)

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 3.425 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

W_p : Poids totale de l'acrotère.

Donc

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.425 = 1.644 \text{ KN}$$

3.3.2 Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} \\ Y_g = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} \end{cases}$$

Tel que

$$\sum S_i = S \text{ (surface de l'acrotère)}$$

$$\begin{cases} X_g = \frac{(0.15 \times 0.70 \times (0.15/2)) + (0.10 \times 0.07 \times (0.15 + 0.10/2)) + ((0.03 \times 0.10/2) \times (0.15 + 0.10/3))}{0.1135} \\ Y_g = \frac{(0.15 \times 0.70 \times (0.70/2)) + (0.10 \times 0.07 \times (0.60 + 0.07/2)) + ((0.03 \times 0.10/2) \times (0.67 + 0.03/3))}{0.1135} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_g = 0.105 \text{ m} \\ Y_g = 0.372 \text{ m} \end{cases}$$

Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 3.425 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$N_Q = 1.00 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times h = 1 \times 0.70 = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$F_P = 1.644 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times Y_g = 1.644 \times 0.372 = 0.611 \text{ KN.m}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau 3.18. *Differentes combinaisons à utiliser*

sollicitations	combinaisons		
	RPA G+Q+E	ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G + Q
$N \text{ (KN/ml)}$	3.425	4.62	3.425
$M \text{ (KN.m)}$	1.311	1.05	0.70

Calcul de l'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{4.62} = 0.227 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

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

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$

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

On remplace l'excentricité réelle ($e_0 = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm ; l/250)$$

$l = 70 \text{ cm}$: Portée de l'élément.

$$e_a = \max(2cm ; 70/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l = 2 \times 0.70 = 1.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.40^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 7.84 \times 10^{-3} \text{ m}$$

D'où

$$e = 0.227 + 0.02 + 7.84 \times 10^{-3} = 0.255 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$N_u = 4.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.62 \times 0.255 = 1.178 \text{ KN.m}$$

3.3.3 Ferrailage de l'acrotère

Calcul a l'ELU

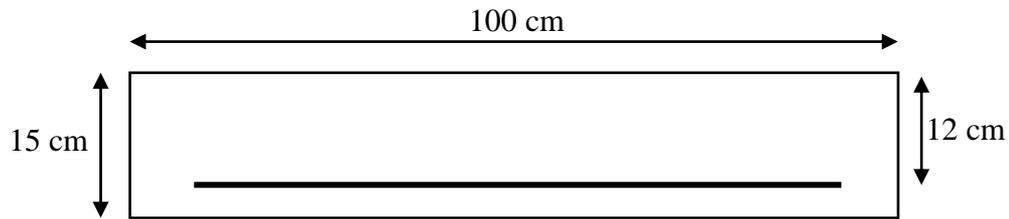


Figure 3.11. Schéma de la section de ferrailage

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'E LS.

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.178 + 4.62 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$M_f = 1.386 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.386 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0067$$

$$\mu_{bu} = 0.0067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0067}}{0.8} = 0.0084$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0084) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.386 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.33 \times 10^{-4} - \frac{4.62 \times 10^{-3}}{348} = 0.19 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.00 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 > A_s = 0.19 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification au cisaillement

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

$$V_u = F_p + Q = 1.644 + 1.00 = 2.644 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.644 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.12} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0.15 \times 25/1.15; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement**Armatures principale**

$$S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}, \quad \text{On adopte } S_t = 30 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions

$$S_t \leq \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm}, \quad \text{On adopte } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{2.644 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times (10.048 \times 10^{-2})} = 0.243 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\xi_{se} = 0.243 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 3.425 \text{ KN}; \quad M_{ser} = 0.70 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes**Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$|c| = \left| e_1 - \frac{h}{2} \right|$$

e_1 : Distance du centre de pression « c », à la fibre la plus comprimée.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.70}{3.425} = 0.20 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.20 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.075 \text{ m} \Rightarrow \text{"c" est à l'exterieur de la section}$$

$$\Rightarrow |c| = \left| 0.20 - \frac{0.15}{2} \right| = -0.125 \text{ m}$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A_s \times \frac{d - c}{b}$$

$$p = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 - (-0.125)}{1.00} = -0.042$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A_s \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 - (-0.125))^2}{1.00} = 4.99 \times 10^{-3}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*) sa résolution donne

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\Delta = 1.39 \times 10^{-5} > 0$$

Calcul de t

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow t = 0.5(\sqrt{1.39 \times 10^{-5}} + 4.99 \times 10^{-3}) = 4.35 \times 10^{-3}$$

Calcul de z

$$z = t^{1/3} \Rightarrow z = (4.35 \times 10^{-3})^{1/3} = 0.16$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} \Rightarrow y_c = 0.16 - \frac{(-0.042)}{3 \times 0.16} = 0.247$$

$$\Rightarrow y_c = 0.247 \text{ m}$$

$$\Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.247 - 0.125 = 0.12 \text{ m}$$

$$y_{ser} = 0.12 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} + 15[A(d - y)]$$

$$\mu_t = \frac{100 \times 12^2}{2} + 15[2.01 \times (12 - 12)]$$

$$\mu_t = 7435.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.425 \times 10^{-3} \times 0.12}{7435.97 \times 10^{-8}} = 5.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.425 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.12)}{7435.97 \times 10^{-8}} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1.6\right)$$

$$\sigma_s = 0 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

3.3.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère

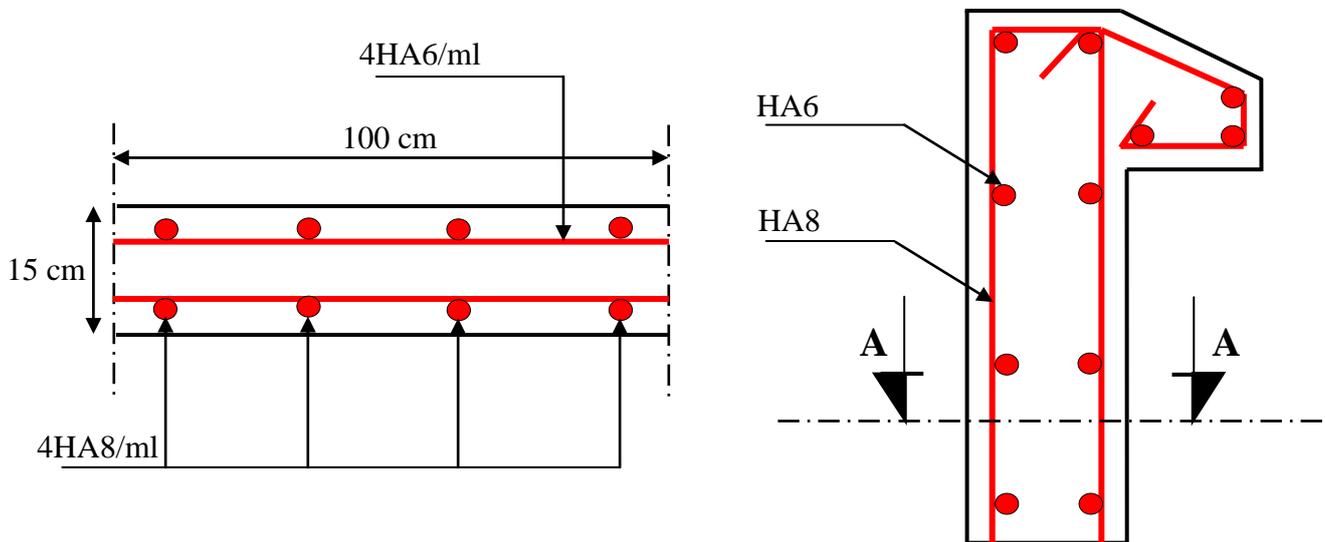


Figure 3.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.4 Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

Escalier type 1 reliant de l'entre sol 5 au RDC

$$\text{La volée I} \Rightarrow \begin{cases} G_{V1} = 7.97 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{V1} = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier} \Rightarrow \begin{cases} G_P = 5.10 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

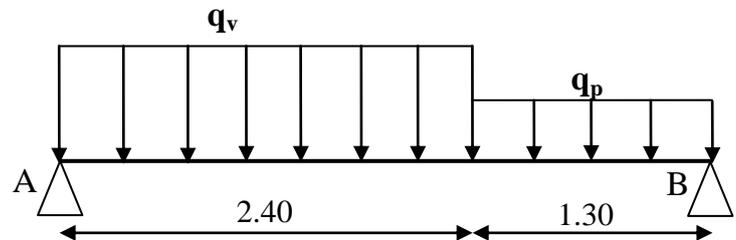


Figure 3.13. Schéma statique de l'escalier type 1

3.4.1 Calcul du chargement

A'ELU

$$q_{Vu} = 1.35 \times G_V + 1.5 \times Q_V$$

$$q_{Vu} = 1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.50$$

$$\Rightarrow q_{Vu} = 14.51 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Pu} = 1.35 \times G_P + 1.5 \times Q_P$$

$$q_{Pu} = 1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 2.50$$

$$\Rightarrow q_{Pu} = 10.635 \text{ KN/ml}$$

A'ELS

$$q_{Vs} = G_V + Q_V$$

$$q_{Vs} = 7.97 + 2.50$$

$$\Rightarrow q_{Vs} = 10.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ps} = G_P + Q_P$$

$$q_{Ps} = 5.10 + 2.50$$

$$\Rightarrow q_{Ps} = 7.60 \text{ KN/ml}$$

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

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_v \times 2.40 + q_p \times 1.30$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 48.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.70 + q_v \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_p \times 1.30 \times \left(2.40 + \frac{1.30}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 22.69 \text{ KN} \\ R_A = 25.96 \text{ KN} \end{cases}$$

3.4.2 Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des chargements différents

$$0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times \frac{x^2}{2} + R_A \times x = 0$$

$$M(x) = -7.255 \times x^2 + 25.96 \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.40) = 20.515 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.51 \times x + 25.96 = 0$$

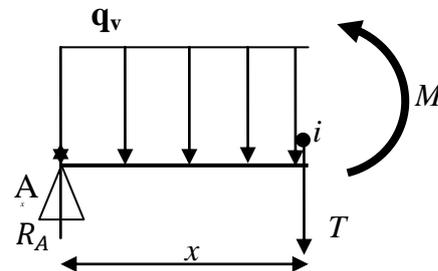
$$x_0 = 1.79 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(x_0) = 23.22 \text{ KN.m}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - q_v \times x - T = 0$$

$$T(x) = 25.96 - 14.51 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.96 \text{ KN} \\ T(2.40) = -8.864 \text{ KN} \end{cases}$$

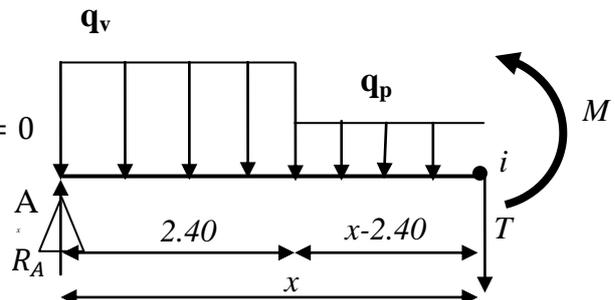


$$2.40 \leq x \leq 3.70 \text{ m}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - 2.40q_v - q_p(x - 2.40) - T = 0$$

$$T(x) = -10.635 \times x + 16.66$$

$$\begin{cases} T(2.40) = -8.864 \text{ KN} \\ T(3.70) = -22.689 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + (x - 2.40) \right) - q_p \times \frac{(x-2.40)^2}{2} + R_A \times x = 0$$

$$M(x) = -5.317 \times x^2 + 16.66 \times x + 11.16$$

$$\begin{cases} M(2.40) = 20.515 \text{ KN.m} \\ M(3.70) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} = 23.22 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 25.96 \text{ KN}$$

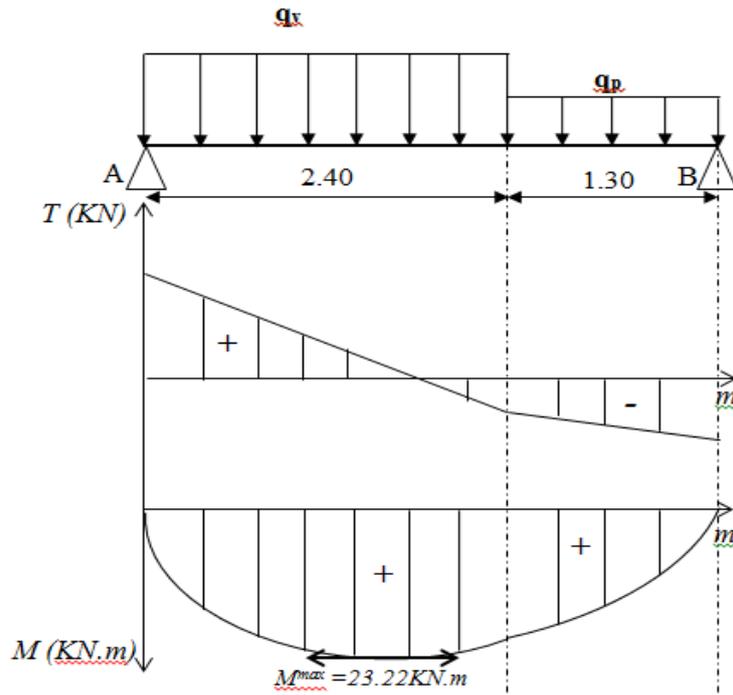


Figure 3.14. Schéma des sollicitations des moments et effort tranchants de la volé

3.4.3 Ferrailage

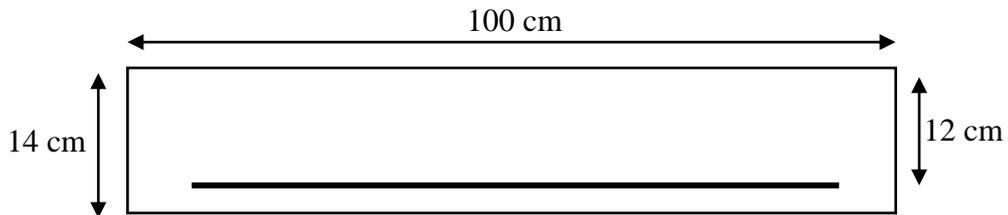


Figure 3.15. Schéma de la section de ferrailage.

$$M_0 = M_{max} = 23.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 23.22 = 17.415 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -0.50 \times 23.22 = -11.61 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de 1m de large.

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{17.415 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}}{0.8} = 0.111$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.111) = 0.114 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{17.415 \times 10^{-3}}{0.114 \times 348} = 4.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.00 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_t = 4.38 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Donc on choisit

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}}{0.8} = 0.072$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.116 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{11.61 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} = 2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.00 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_t = 2.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage

Tableau 3.19. Résultat de ferrailage de l'escalier type 1.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	17.415	0.085	0.111	0.114	4.38	1.45	4HA12=4.52
Appui	-11.61	0.056	0.072	0.116	2.87	1.45	4HA10=3.14

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition, comme suit

En appui

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$$

3.4.4 Vérification a l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.96 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.12} = 0.216 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25.96 \times 10^{-3} - \frac{11.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12} \right) \times \frac{1.15}{400} = -2.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3.14 \text{ cm}^2 > -2.34 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Espacement des armatures

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL 91 donnent

Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

3.4.5 Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

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

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

Calcul des moments et réactions à l'ELS

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

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_v \times 2.40 + q_p \times 1.30$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 35.008 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.70 + q_v \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_p \times 1.30 \times \left(2.40 + \frac{1.30}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 16.294 \text{ KN} \\ R_A = 18.714 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des chargements différents

$$0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times \frac{x^2}{2} + R_A \times x = 0$$

$$M(x) = -5.235 \times x^2 + 18.714 \times x$$

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

$$\begin{cases} M(2.40) = 14.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -10.47 \times x + 18.714 = 0$$

$$x_0 = 1.79 \text{ m}$$

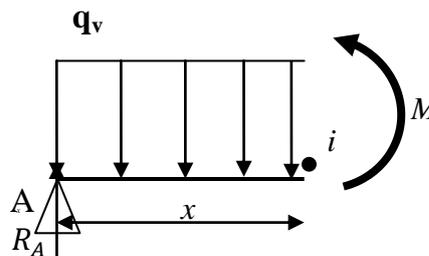
$$M_{max} = M(x_0) = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - q_v \times x - T = 0$$

$$T(x) = 18.714 - 10.47 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = 18.714 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(2.40) = -6.414 \text{ KN} \end{cases}$$

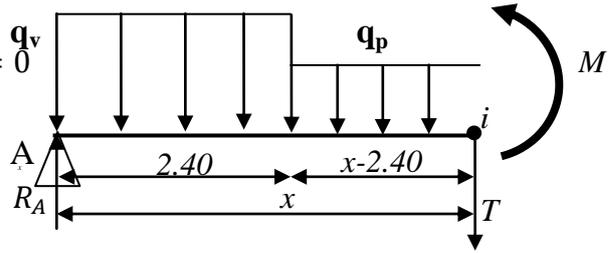


$$2.40 \leq x \leq 3.70 \text{ m}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - 2.40q_v - q_p(x - 2.40) - T = 0$$

$$T(x) = -7.60 \times x + 11.826$$

$$\begin{cases} T(2.40) = -6.414 \text{ KN} \\ T(3.70) = -16.294 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + (x - 2.40) \right) - q_p \times \frac{(x-2.40)^2}{2} + R_A \times x = 0$$

$$M(x) = -3.80 \times x^2 + 11.826 \times x + 8.26$$

$$\begin{cases} M(2.40) = 14.76 \text{ KN.m} \\ M(3.70) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{max} = 18.714 \text{ KN}$$

$$M_0 = M_{max} = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 16.72 = 12.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -0.50 \times 16.72 = -8.36 \text{ KN.m}$$

En travée

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 4.52 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.41 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 3.41^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (12 - 3.41)^2 \Rightarrow I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.54 \times 10^{-3} \times 3.41 \times 10^{-2}}{6324.56 \times 10^{-8}} = 6.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

En appui

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 2.92 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 2.92^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.92)^2 \Rightarrow I = 4713.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.36 \times 10^{-3} \times 2.92 \times 10^{-2}}{4713.12 \times 10^{-8}} = 5.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Les résultats de calcul des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau 3.20

Tableau 3.20. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
Travée	12.54	6324.56	3.41	6.76	15	Vérifiée
Appui	-8.36	4713.12	2.92	5.17	15	Vérifiée

Vérification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_{ser}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 1.00 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{18.714 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times (12.56 \times 10^{-2})} = 1.379 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\xi_{se} = 1.379 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification de l'état limite de déformation

Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{2.815} = 0.049$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une poutre simplement appuyer de portée inférieur à 5 m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$y = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15(4.52 \times 12)}{100 \times 14 + 15 \times 4.52} = 7.23 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.23 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times 14^3 + 100 \times 14 \times \left(\frac{14}{2} - 7.23\right)^2 + 15[4.52 \times (12 - 7.23)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 93083.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 3.77 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{3.77 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 5.57$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 5.57 \Rightarrow \lambda_v = 2.23$$

Evaluation des moments en travée

$$q_{eq} = \frac{q_v \times 2.40 + q_v \times 1.30}{2.40 + 1.30}$$

$q_{jser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée.

$q_{pser} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.00 \times 5.10 = 5.10 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 1.00 \times 6.96 = 6.96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 1.00 \times 9.46 = 9.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{6.96 \times 3.70^2}{8} = 8.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{5.10 \times 3.70^2}{8} = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{9.46 \times 3.70^2}{8} = 12.14 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{8.93 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 181.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{6.54 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 133.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{12.14 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 247.32 \text{ MPa}$$

Calcul de μ si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 181.93 + 2.1} = 0.24$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 133.24 + 2.1} = 0.10$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 247.32 + 2.1} = 0.37$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.24} = 43817.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.10} = 65762.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.37} = 33451.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 2.23 \times 0.24} = 66696 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.93 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 43817.06 \times 10^{-8}} = 8.67 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{6.54 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 65762.17 \times 10^{-8}} = 4.23 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 32164.2 \times 33451.50 \times 10^{-8}} = 1.54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.93 \times 10^{-3} \times 3.70^2}{10 \times 10721.4 \times 66696 \times 10^{-8}} = 1.71 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 1.71 \times 10^{-1} + 1.54 \times 10^{-1} - 4.23 \times 10^{-2} - 8.67 \times 10^{-2} = 0.306 \text{ cm}$$

$\Delta f = 0.196 \text{ cm} > f_{adm} = 0.74 \text{ cm} \Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

3.4.6 Schéma de ferrailage de la volée

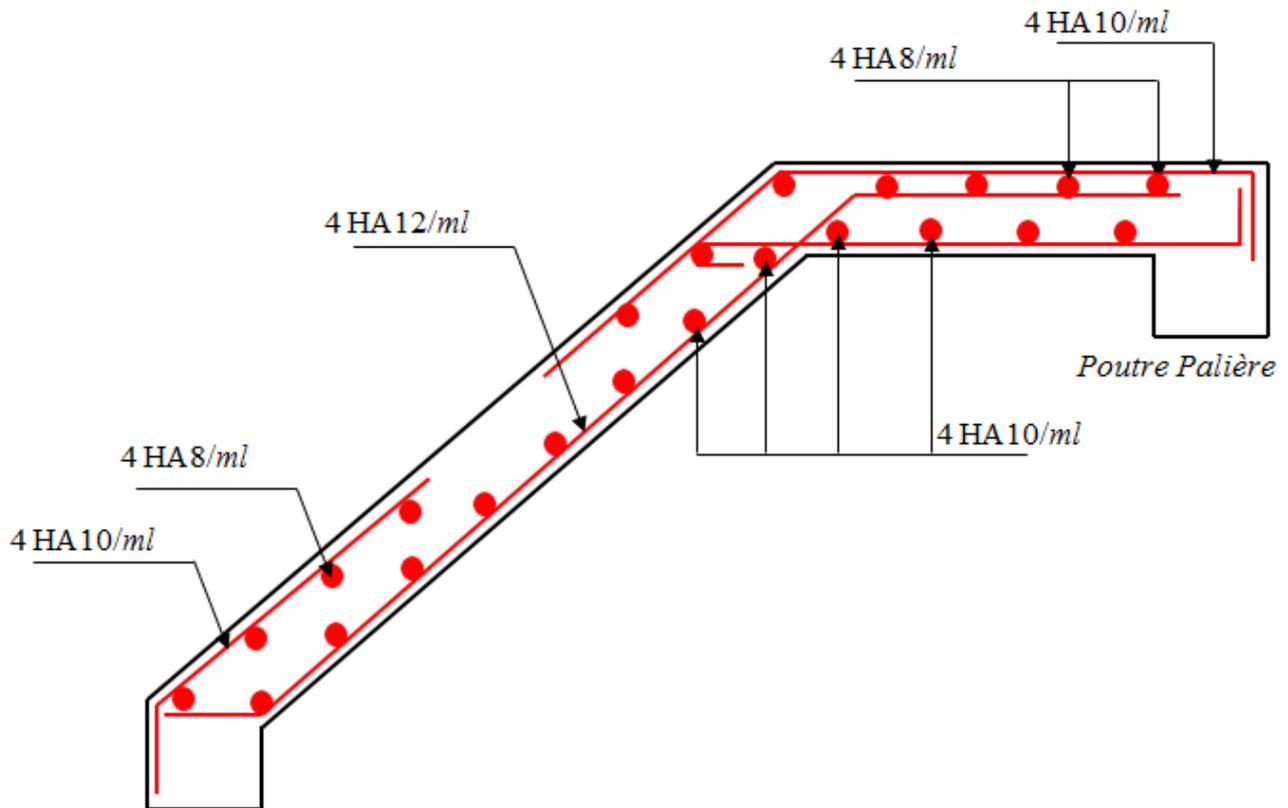


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de la volée d'escalier type 1.

3.4.7 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous forme de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

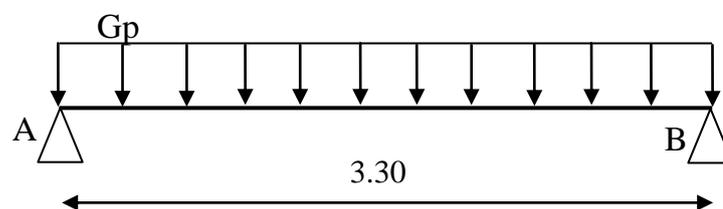


Figure 3.17. Schéma statique de la poutre palière

3.4.7.1 Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

RPA99/2003 (Art 9.3.3)**Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

3.4.7.2 Calcul a la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont

G_p Poids propre de la poutre

$$G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

Réactions aux appuis (poids transmis par la volée et le palier)

A l'ELU

$$R_B = 22.69 \text{ KN/ml}$$

Avec

R_B : C'est la charge ramené par le palier et la volée

$$P_u = 1.35 \times (G_p + (G_m \times h_m)) + R_B = 1.35 \times (2.25 + (2.85 \times 1.53)) + 22.69 = 31.61$$

$$P_u = 31.61 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$R_B = 16.294 \text{ KN}$$

Avec

R_B : C'est la charge ramené par le palier et la volée

$$P_s = (G_p + (G_m \times h_m)) + R_B = (2.25 + (2.85 \times 1.53)) + 16.294 = 22.90$$

$$P_s = 22.90 \text{ KN/ml}$$

3.4.7.3 Calcul des sollicitations à l'ELU

En travée

$$M_t = \frac{P_s \times l^2}{24} = \frac{22.90 \times 3.30^2}{24} = 10.39 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_a = -\frac{P_s \times l^2}{12} = -\frac{22.90 \times 3.30^2}{12} = -20.78 \text{ KN.m}$$

$$V_u = R_B = 16.294 \text{ KN}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de 1m de large.

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} = 0.052$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.28 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.274 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{0.274 \times 348} = 1.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.50\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2 > A_t = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{28.68 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}}{0.8} = 0.111$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.28 \times (1 - 0.4 \times 0.111) = 0.267 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{28.68 \times 10^{-3}}{0.267 \times 348} = 3.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.50\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2 > A_a = 3.08 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.69 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28} = 0.270 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.270 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement.

3.4.7.4 Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{min}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{30}{30}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1 \text{ cm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

On choisit $3\phi 10 \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

Espacement

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} \dots \dots \dots (2)$$

K = 1 : flexion simple, pas de reprise de bétonnage.

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 3.14}{30 \times (0.270 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq -93.03 \text{ cm}$$

\Rightarrow on la prend pas en considération l'effort tranchant est assez faible

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b \times 0.4} \Rightarrow \frac{400 \times 3.14}{30 \times 0.4} \Rightarrow S_t \leq 104.67 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'où $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(22.69 \times 10^{-3} - \frac{29.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} = -2.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 4.62 \text{ cm}^2 > -2.34 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes dans le béton****En travée****Calcul de y**

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 4.62 \times (28 - y) = 0 \Rightarrow y = 9.29 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{30 \times 9.29^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (28 - 9.29)^2 \Rightarrow I = 32277.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.39 \times 10^{-3} \times 9.29 \times 10^{-2}}{32277.09 \times 10^{-8}} = 2.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

En appui**Calcul de y**

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 4.62 \times (28 - y) = 0 \Rightarrow y = 9.29 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{30 \times 9.29^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (28 - 9.29)^2 \Rightarrow I = 32277.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.78 \times 10^{-3} \times 9.29 \times 10^{-2}}{32277.09 \times 10^{-8}} = 5.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification de l'état limite de déformation**Vérification de la flèche**

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.30} = 0.09$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.39}{10 \times 10.39} = 0.10$$

$$\frac{h}{L} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (\text{non vérifiée})$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 28} = 5.50 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 1.05 \times 10^{-2}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (\text{vérifiée})$$

⇒ La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5 m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$y = 9.29 \text{ cm}$$

$$I = 32277.09 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{30 \times \frac{30^2}{2} + 15(4.62 \times 28)}{30 \times 30 + 15 \times 4.62} = 15.92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_G = 15.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{30}{3} \times 30^3 + 30 \times 30 \times \left(\frac{30}{2} - 15.92\right)^2 + 15[4.62 \times (28 - 15.92)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 280874.45 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 28} = 5.50 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5.50 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{30}{30}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 3.81$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.81 \Rightarrow \lambda_v = 1.52$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée.

$q_{pser} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.00 \times 2.25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 1.00 \times 6.61 = 6.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 1.00 \times 22.90 = 22.90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{6.61 \times 3.30^2}{24} = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.25 \times 3.30^2}{24} = 0.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{22.90 \times 3.30^2}{24} = 7.79 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{2.25 \times 10^{-3} (0.28 - 0.0929)}{32277.09 \times 10^{-8}} = 19.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{0.76 \times 10^{-3} (0.28 - 0.0929)}{32277.09 \times 10^{-8}} = 6.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{7.79 \times 10^{-3} (0.28 - 0.0929)}{32277.09 \times 10^{-8}} = 67.73 \text{ MPa}$$

Calcul de μ si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.50 \times 10^{-3} \times 19.56 + 2.1} = -0.45 \cong 0$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.50 \times 10^{-3} \times 6.61 + 2.1} = -0.63 \cong 0$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pser} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.50 \times 10^{-3} \times 67.73 + 2.1} = -0.02 \cong 0$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 280874.45}{1} = 308961.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 280874.45}{1} = 308961.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 280874.45}{1} = 308961.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 280874.45}{1} = 308961.89 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{2.25 \times 10^{-3} \times 3.30^2}{10 \times 32164.2 \times 308961.89 \times 10^{-8}} = 2.46 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{0.76 \times 10^{-3} \times 3.30^2}{10 \times 32164.2 \times 308961.89 \times 10^{-8}} = 8.32 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{7.79 \times 10^{-3} \times 3.30^2}{10 \times 32164.2 \times 308961.89 \times 10^{-8}} = 8.53 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f_{vgsr} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgsr} = \frac{2.25 \times 10^{-3} \times 3.30^2}{10 \times 10721.4 \times 308961.89 \times 10^{-8}} = 7.39 \times 10^{-5} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 7.39 \times 10^{-3} + 8.53 \times 10^{-3} - 8.32 \times 10^{-4} - 2.46 \times 10^{-3} = 0.0231 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.012 \text{ cm} > f_{adm} = 0.66 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3.4.7.5 Calcul a la torsion

Le moment de torsion est le moment statique au niveau de l'appui B. D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω , (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : Est le périmètre de la section creuse.

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

3.4.7.5.1 Ferrailage**Calcul du moment de torsion**

Le moment de torsion n'est que le moment de flexion de la pailasse au niveau de l'appui

$$M_t = -0.5 \times M_0^{max} = -11.61 \text{ KN.m}$$

$$A_t = \frac{M_t \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{11.61 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.0625 \times 348} = 2.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.50\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 4.40 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes tangentes à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.61 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.857 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.857 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement

Choit des armatures

La section total des armatures a adopté est

$$\text{En travée } A_s = A_l(\text{flexion}) + \frac{1}{2}A_l(\text{torsion}) = 4.50 + \frac{1}{2} \times 4.50 = 6.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA12 = 6.79 cm²**

$$\text{En appui } A_s = A_l(\text{flexion}) + \frac{1}{2}A_l(\text{torsion}) = 4.50 + \frac{1}{2} \times 4.50 = 6.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA12 = 6.79 cm²**

Calcul des armatures transversales

En travée

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{tor}^t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor}^t = \frac{19.15 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appui

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{tor}^t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor}^t = \frac{19.15 \times 10^{-3} \times 0.10 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.44 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Section d'armature transversale à prendre

$$\text{En travée } A_s = A_t(\text{flexion}) + A_t(\text{torsion}) = 2.36 + 0.66 = 3.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²**

$$\text{En appui } A_s = A_l(\text{flexion}) + \frac{1}{2}A_l(\text{torsion}) = 2.36 + 0.44 = 2.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²**

On choisit un cadre et un étrier de Ø10

3.4.8 Schéma de ferrailage de la poutre palière

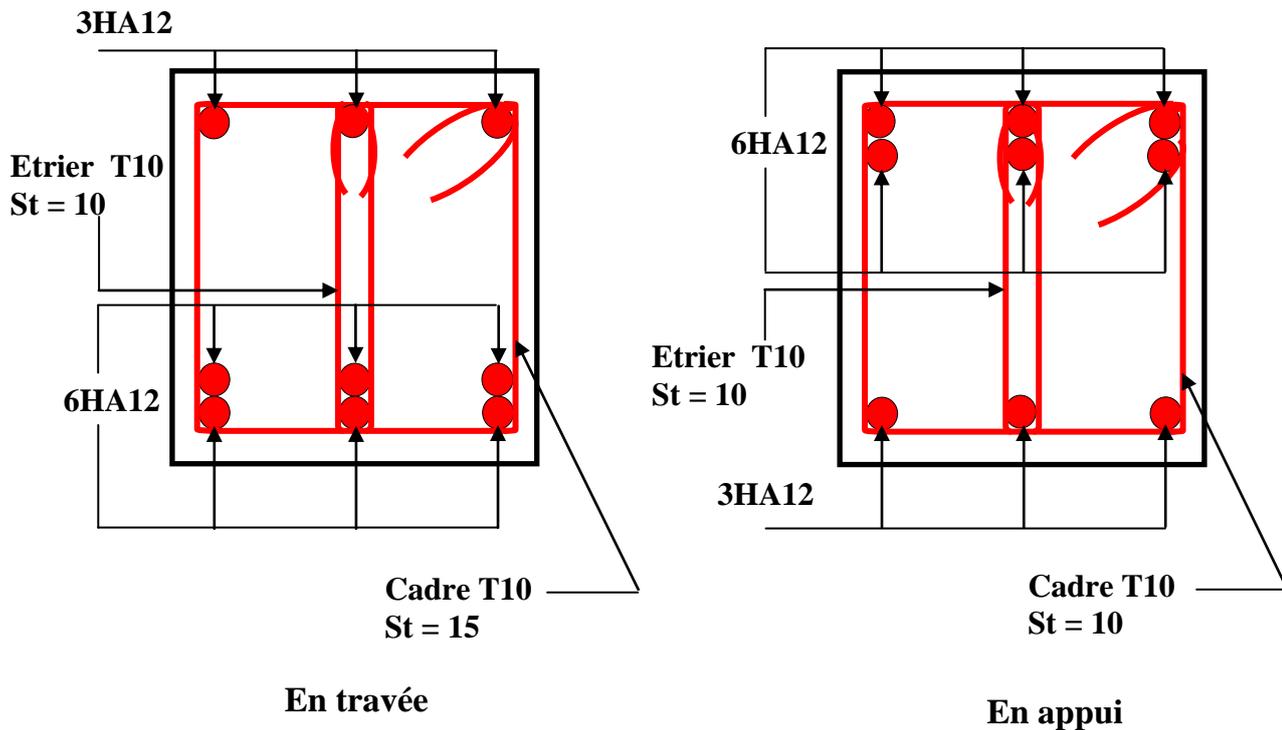


Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.5 Conclusion

Dans ce chapitre il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

On a aussi étudié les balcons qui sont en dalle pleine, l'acrotère et l'escalier, avec un ferrailage adéquat a été adopté.

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, où il engendre des secousses qui se propagent en forme d'ondes qui sont vulnérable aux différentes structures. Que ce soit en construction métallique ou en béton armé. Pour cela des études en génie civil ont été consacrée pour une étude bien spécifique, à l'étude dynamique des structures, qui est une étude à l'excitation et à la réponse sismique de la structure. Cette étude est faite afin de prévenir, éviter et limiter des dégâts matériels ou humains.

Vue que notre structure est implantée à Bejaïa, zone II-a selon le classement du RPA99, version 2003, une étude sismique s'avère obligatoire.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

4.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99, version 2003), présentent trois méthodes de calcul

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.2.1 Choix de la méthode

Dans le cas de la méthode statique équivalente, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée :

Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m, or cette condition n'est pas vérifiée pour notre structure.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale. Avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

4.2.2 Calcul de l'effort sismique totale à la base

La force sismique totale "V", appliquée à la base doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale. Son expression est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{article 4.2.3 (RPA99, version 2003)}$$

A : C'est un coefficient d'accélération de zone. Il a une valeur numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

W : Poids total de la structure.

4.2.2.1 Détermination des coefficients

Le coefficient A

Notre ouvrage est implanté à Bejaïa, zone classé II-a selon le RPA99 version 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne. (Bâtiment à usage habitation avec parking), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc : $A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99, version 2003).

Le facteur D

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.70$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

(Tableau 4.2 RPA99 version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81 \geq 0.70$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport établi par le laboratoire, le sol d'implantation de notre structure est classé :

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

(Tableau 4.7 du RPA99, version 2003)

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 version 2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 38.08 \text{ m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 38.08^{3/4} = 0.76 \text{ s}$$

$D_x = 29.92 \text{ m}$: La dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y = 19.30 \text{ m}$: La dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 38.08}{\sqrt{29.92}} = 0.62 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 38.08}{\sqrt{19.30}} = 0.78 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T, T_x) = \min(0.76, 0.62) = 0.62 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T, T_y) = \min(0.76, 0.78) = 0.76 \text{ s}$$

Calculé Dx, Dy

$$T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T_x = 0.62 \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.50}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.75$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T_y = 0.76 \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.50}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.53$$

Le facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99, version 2003)

Tableau 4.1. valeurs des pénalités de P_q

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files de contreventement		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0		0	

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

Coefficient R

Le système de contreventement de notre structure étant mixte voiles-portiques avec interaction, $R = 5$. (Tableau 4. 3 RPA99, version 2003)

Poids total de la structure**Calcul du poids de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

$$\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 \text{ pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.5 du RPA99, version 2003}).$$

$$\begin{cases} W_G = 35455.30 \text{ KN} \\ W_Q = 4827.759 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow W = 35455.30 + 0.2 \times 4827.759 = 36420.85 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Selon le sens x-x'

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.20}{5} \times 36420.85 = 2294.51 \text{ KN}$$

Selon le sens y-y'

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.20}{5} \times 36420.85 = 2006.06 \text{ KN}$$

4.2.3 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique présente probablement le comportement réel d'un bâtiment soumis à des excitations sismiques, que le calcul statique prescrit par ces normes. La méthode dynamique modale spectrale, sert essentiellement au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente, reste insuffisante ou inacceptable ou non conforme aux exigences de RPA99, version 2003, pour un calcul statique équivalent.

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul dont l'expression est la suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{expression 4.13, RPA99, version 2003})$$

Le spectre correspondant

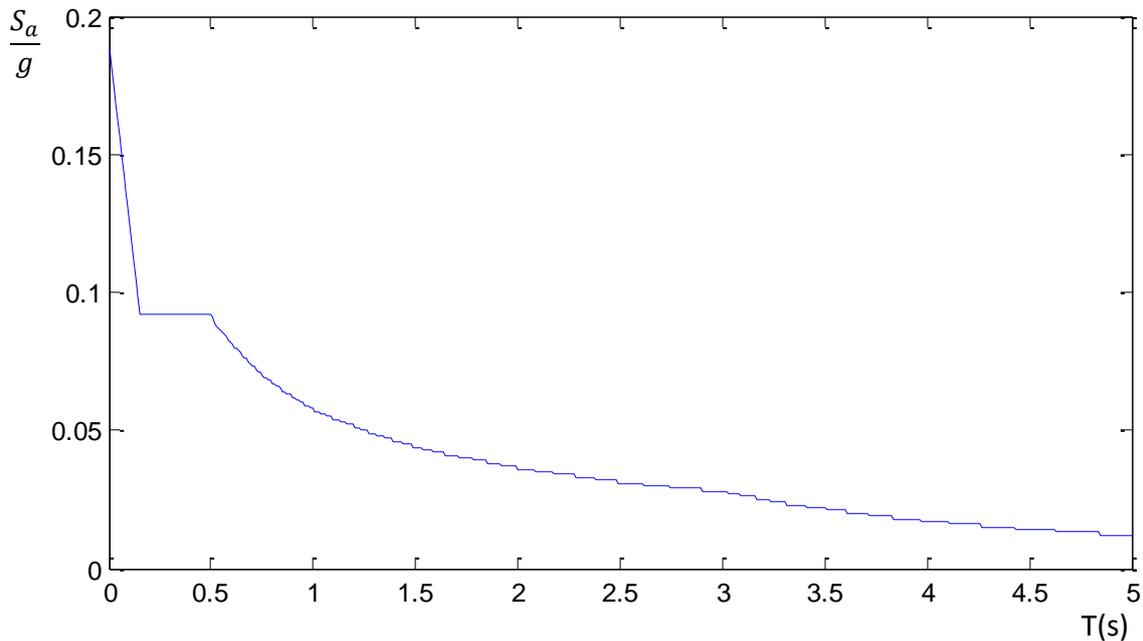


Figure 4.1. *Spectre de réponse*

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Cette méthode peut être utilisée 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. Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

4.2.4 Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure,etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée. Ce logiciel est basé sur la méthode de la M.E.F, il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

4.2.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

4.2.5.1 Disposition des voiles

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a opté pour la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion aux deux premiers modes de vibration, c'est-à-dire, il faut avoir une translation suivant x au premier mode, une translation suivant y , une rotation suivant l'axe z (torsions) au troisième mode. Ainsi il faut répondre aux exigences du RPA99, version 2003.

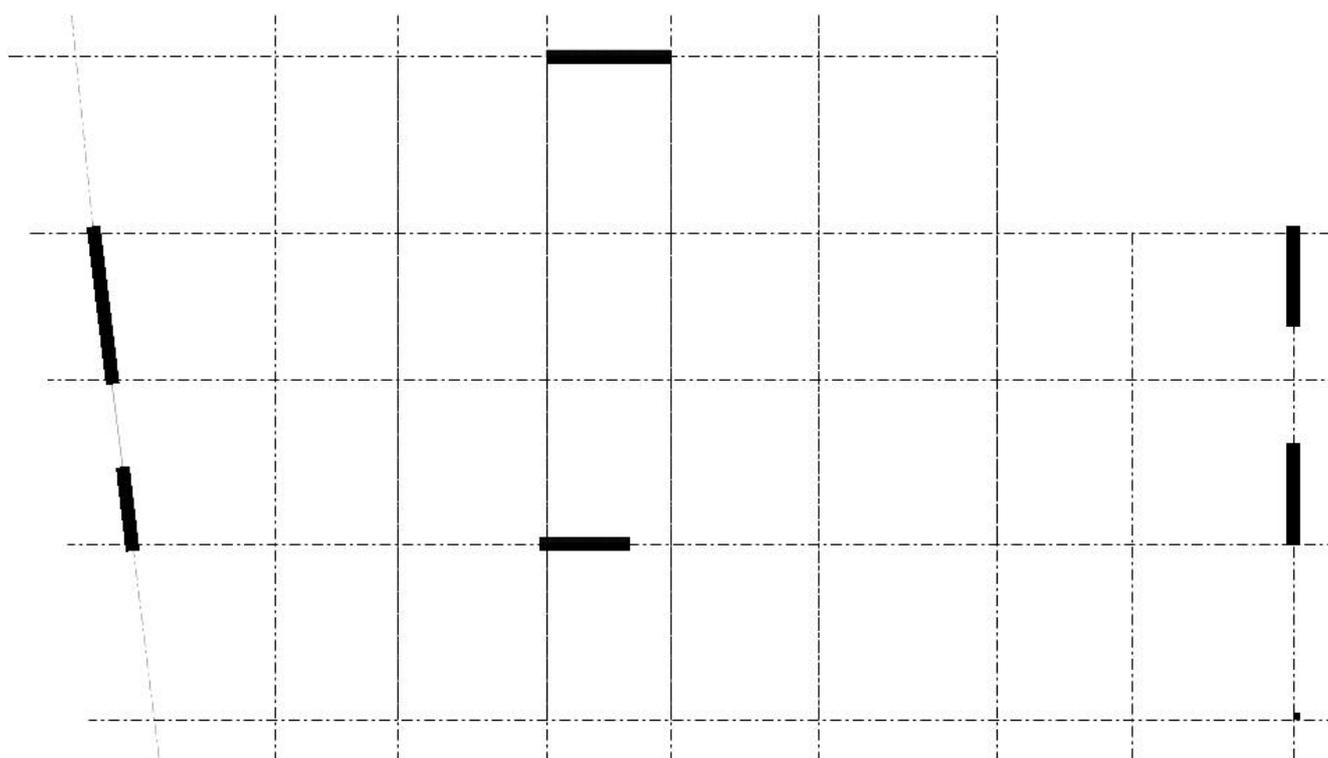


Figure 4.2. Disposition adoptée des voiles

4.2.5.2 Comportement de la structure

Mode 1 $T = 0.628s, f = 1.59200$

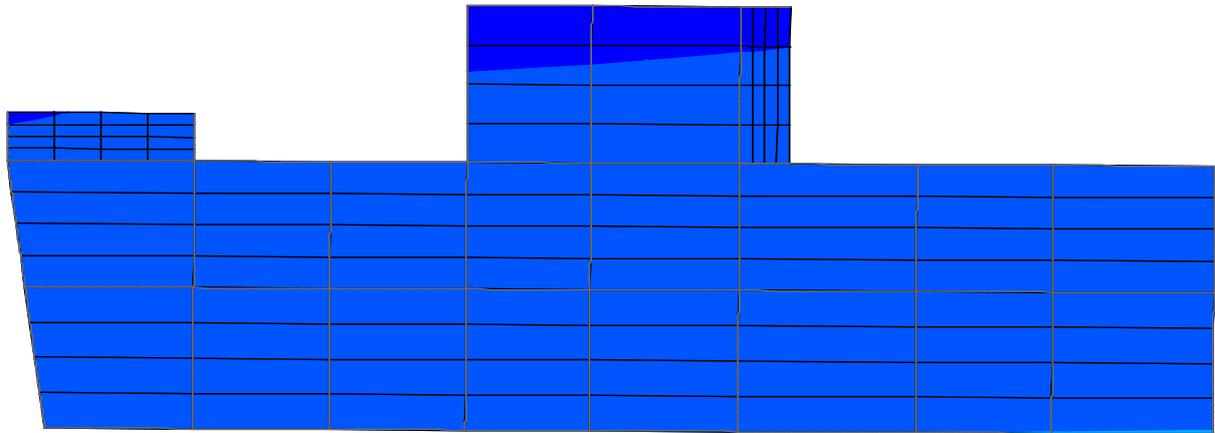


Figure 4.3. Mode 1, translation suivant l'axe XX

Mode 1 $T = 0.443s, f = 2.2543$

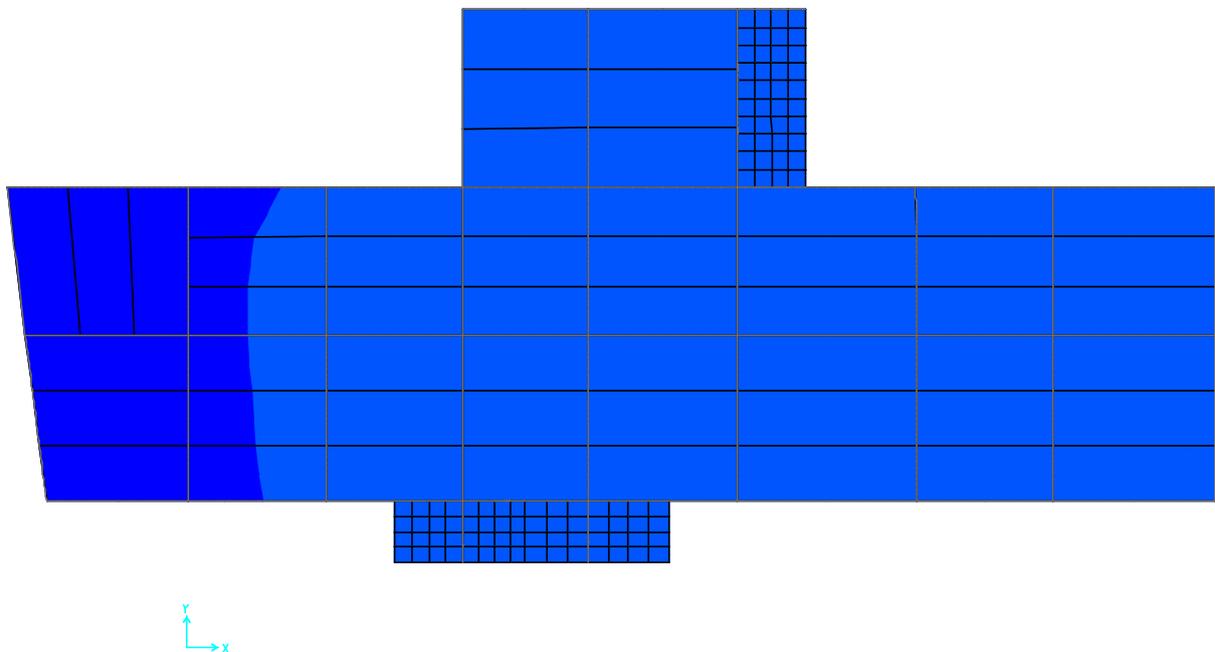


Figure 4.4. Mode 2, translation suivant l'axe YY

Mode 1 $T = 0.383s, f = 2.6066$

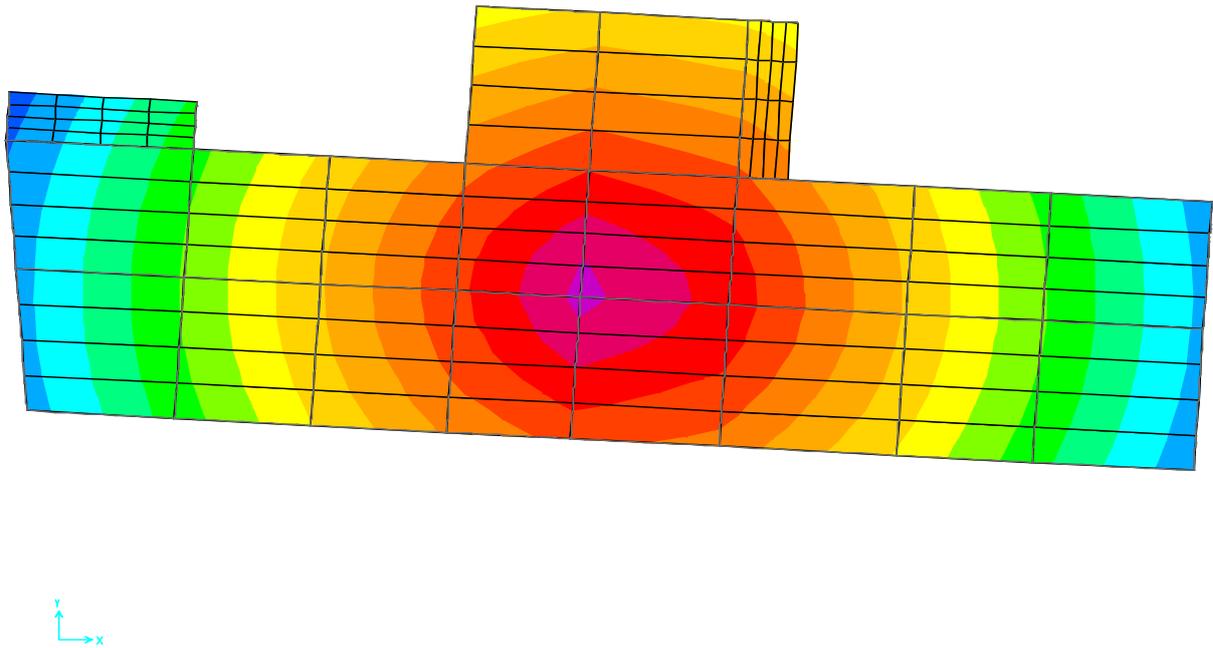


Figure 4.5. Mode 3, rotation autour de l'axe ZZ

4.2.5.3 Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau 4.2

Tableau 4.2. Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	période T (s)	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.628142	0.60438	0.00832	0.000001582	0.60438	0.00832	0.000001582
2	0.443597	0.00492	0.60667	0.00004179	0.60929	0.61499	0.00004338
3	0.383635	0.0001	0.01326	0.00001997	0.6094	0.62824	0.00006335
4	0.206613	0.20897	0.00079	0.000006607	0.81837	0.62903	0.00006996
5	0.1501	0.00684	0.17815	0.00012	0.82521	0.80719	0.00019
6	0.138559	0.05975	0.01383	0.000003524	0.88496	0.82101	0.00019
7	0.117232	0.06212	0.01673	0.0000604	0.94709	0.83775	0.00025
8	0.09792	0.0019	0.11846	0.00025	0.94899	0.9562	0.0005
9	0.090229	0.00524	0.00111	4.611E-07	0.95422	0.95731	0.00051
10	0.077001	0.00157	3.319E-07	0.00646	0.9558	0.95731	0.00696
11	0.076651	0.00003862	0.00007256	0.3626	0.95583	0.95739	0.36957
12	0.07122	0.00007951	5.661E-07	0.00663	0.95591	0.95739	0.3762

On remarque que la participation massique est atteinte au septième mode dans les sens (x-x) et au huitième mode dans sens (y-y) selon les exigences du RPA99-2003 (Art 4-3-4).

4.2.5.4 Analyse des résultats

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux et des poutres, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x, telle que montré sur la figure 4.3, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens y-y, voir figure 4.4, ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration). Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30% suivant les deux sens.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{s,x} = 1.30 \times 0.62 = 0.80 \text{ s}$$

$$T_{s,y} = 1.30 \times 0.76 = 0.98 \text{ s}$$

$$T_{d,x} = 0.62 \text{ s} \leq T_{s,x} = 0.80 \text{ s} \quad ; \quad T_{d,y} = 0.44 \text{ s} \leq T_{s,y} = 0.98 \text{ s}$$

4.2.5.5 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par l'expression suivante :

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Le résumé des vérifications de l'effort réduit pour tous les poteaux des différents niveaux est sur le tableau 4.3

Tableau 4.3. Vérification des poteaux à l'effort normal réduit

Niveaux	N (KN)	Sections (cm ²)	Conditions		Observation
			$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$	≤ 0.3	
Etages 6, 5, 4	676.644	55 x 45	0.10	0.3	vérifié
Etages 3, 2	1165.474	60 x 50	0.15	0.3	Vérifié
Etages 1, R.D.C	1576.01	65 x 55	0.17	0.3	Vérifié
Entre sols 1, 2, 3	1709.35	70 x 60	0.16	0.3	Vérifié
Entre sols 4, 5	2134.415	75 x 65	0.17	0.3	vérifié

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 est cela après l'augmentation de la section des poteaux, donc la nouvelle section est (75x65).

4.2.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{st} 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 V_{st} . Dans notre cas le V_{dy} est donné directement par le logiciel SAP 2000/V14.

On doit vérifier $V_{dy} \geq 0.80 \times V_{st}$

Le résultat est donné dans le tableau 4.4

Tableau 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.80 \times V_{st}$ (KN)	Observation
x-x	2295.114	2299.964	1839.971	Vérifiée
y-y	2646.206	2010.825	1608.66	Vérifiée

4.2.5.7 Justification de l'interaction voiles - portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

4.2.5.7.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.5. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Etages 6	2381.245	432.975	84.61	15.38
Etages 5	5368.48	815.01	86.81	13.18
Etages 4	8885.79	1169.64	88.36	11.63
Etages 3	12282.19	1433.70	89.54	10.45
Etages 2	16420.77	1764.65	90.29	9.7
Etages 1	21551.15	1032.64	95.42	4.57
R.D.C	23781.546	2712.697	89.76	10.23
Entre sols 1	14374.545	3229.929	81.65	18.34
Entre sols 2	14374.545	1015.215	93.40	6.59
Entre sols 3	21123.781	3628.901	85.33	14.66
Entre sols 4	22907.706	3628.901	86.32	13.67
Entre sols 5	26089.313	915.186	96.61	3.38

4.2.5.7.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.6. Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Etages 6	499.567	157.321	76.05	23.94	378.713	201.024	65.32	34.67
Etages 5	625.326	167.677	78.85	21.14	736.402	134.388	84.56	15.43
Etages 4	759.933	320.52	70.33	29.66	949.097	307.455	75.53	24.46
Etages 3	803.479	41.53	95.08	4.91	1175.539	317.488	78.73	21.26
Etages 2	1046.751	538.752	66.02	33.97	1400.203	483.57	74.32	25.67
Etages 1	1154.929	647.167	64.08	35.91	1498.386	628.808	70.43	29.56
R.D.C	2099.292	131.465	94.10	5.89	2222.07	114.716	95.09	4.90
Entre sols 1	215.961	125.906	63.17	36.82	298.797	101.781	74.59	25.40
Entre sols 2	215.961	117.238	64.81	35.18	298.797	24.002	92.56	7.43
Entre sols 3	159.429	155.308	50.65	49.34	234.768	145.833	61.68	38.31
Entre sols 4	102.696	155.308	39.80	60.19	185.564	145.833	55.99	44.00
Entre sols 5	278.710	62.455	81.69	18.30	302.936	41.036	88.06	11.93

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que :

- l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.
- l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

4.2.5.8 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{article 4.4.3, RPA99, version 2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{article 4.4.3, RPA99, version 2003})$$

Avec

$$\Delta_k < 1\% \times h_k$$

(article 5.10, RPA99, version 2003)

h_k : Hauteur d'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4.7

Tableau 4.7. Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y					
	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 (%)
35.53	1.27	6.35	5.75	0.6	289	0.20	0.71	5.68	5.28	0.4	289	0.13
32.64	1.15	5.75	5.00	0.75	289	0.25	0.66	5.28	4.64	0.64	289	0.22
29.75	1.00	5.00	4.20	0.8	289	0.27	0.58	4.64	3.84	0.8	289	0.27
26.86	0.84	4.20	3.35	0.85	289	0.29	0.48	3.84	2.96	0.88	289	0.30
23.97	0.67	3.35	2.45	0.9	289	0.31	0.37	2.96	1.92	1.04	289	0.35
21.08	0.49	2.45	1.55	0.9	289	0.31	0.24	1.92	0.96	0.96	289	0.33
18.19	0.31	1.55	1.05	0.5	289	0.17	0.12	0.96	0.568	0.392	289	0.13
15.30	0.21	1.05	0.60	0.45	306	0.14	0.071	0.56	0.328	0.24	306	0.077
12.24	0.12	0.60	0.365	0.235	306	0.07	0.041	0.32	0.352	0.024	306	0.007
09.18	0.073	0.36	0.19	0.175	306	0.05	0.044	0.35	0.328	0.024	306	0.007
06.12	0.038	0.19	0.065	0.125	306	0.04	0.041	0.32	0.144	0.184	306	0.06
03.06	0.013	0.06	0.00	0.065	306	0.02	0.018	0.14	0.00	0.144	306	0.04

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage ($1\% \times h_k$).

4.2.5.9 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

L'effet $P - \Delta$ (effet de second ordre) est dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{article 5.9, RPA99, version 2003})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Avec

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Gi}) \quad (\text{article 5.9, RPA99, version 2003})$$

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 $0.1 < \theta_k < 0.2$ Les effets $P - \Delta$ 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 $\theta_k > 0.2$, La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau.....

Tableau 4.8. Vérification de l'effet $P - \Delta$.

Hauteur (m)	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)
Etages 6	289	2608.44	0.6	656.88	0.008	0.4	579.73	0.006
Etages 5	289	3176.82	0.75	793.00	0.010	0.64	870.79	0.008
Etages 4	289	3684.50	0.8	1080.45	0.009	0.8	1256.55	0.008
Etages 3	289	3834.60	0.85	845.00	0.013	0.88	1493.02	0.007
Etages 2	289	4082.09	0.9	1585.50	0.008	1.04	1883.77	0.007
Etages 1	289	4307.04	0.9	1802.09	0.007	0.96	2127.19	0.006
R.D.C	289	3894.44	0.5	2230.75	0.003	0.392	2336.78	0.002
Entre sols 1	306	380.212	0.45	341.867	0.001	0.24	400.57	0.0007
Entre sols 2	306	3208.301	0.235	333.199	0.007	-0.024	322.79	0.0007
Entre sols 3	306	2892.294	0.175	314.737	0.005	0.024	380.60	0.0005
Entre sols 4	306	2088.88	0.125	258.004	0.003	0.184	331.39	0.003
Entre sols 5	306	2263.209	0.065	341.165	0.001	0.144	343.97	0.003

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où l'effet $P - \Delta$ n'a pas d'influence sur la structure.

4.3 Conclusion

La simplicité de la structure doit être prioritaire pour le concepteur. En matière de conception il faut que le concepteur essaie au maximum d'avoir un modèle plus adapté aux excitations sismiques présentes dans la zone considérée. C'est-à-dire un bon dimensionnement et une bonne disposition des voiles permettent d'avoir une structure symétrique en plan et en élévation. Dans le but d'avoir à répondre aux exigences du RPA99, version 2003, dont il préjuge de vérifier certaines conditions qui sont défavorables à la rigidité de la structure. Parmi ces

conditions la comparaison des périodes statiques aux périodes dynamiques, la vérification des déplacements, effets $P - \Delta$, efforts normal réduit, bien d'autre condition. Le cas de notre structure, la disposition des voiles était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales. Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

CHAPITRE 5

CALCUL DES ELEMENTS

PRINCIPAUX

5.1 INTRODUCTION

Une structure en béton armé, doit avoir une réponse favorable aux différentes sollicitations qui sont dus soit aux charges verticales ou horizontales. Cependant le bon dimensionnement et la bonne disposition des éléments structuraux ramènent une résistance pour reprendre ces sollicitations ainsi qu'un ferrailage rigide et bien disposé.

5.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations dont des efforts normaux et moments fléchissant à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables obtenus par les différentes combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$ **(article 5.2 RPA99, Version 2003)**
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8G + E$
- 6) $0.8G - E$

Qui résultent les sollicitations suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal et Moment un correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

5.2.1 Recommandations du RPA99/2003

(Art 7.4.2.1)

5.2.1.1 Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
- 4 % en zone courante
- 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure 5.1**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur d'étage

b_1, h_1 : dimensions de la section transversale du poteau

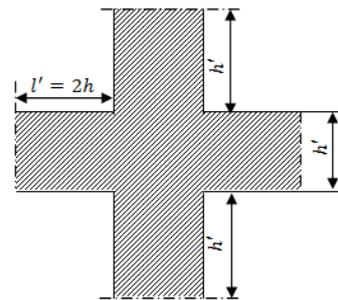


Figure 5.1. Zone Nodale

Les valeurs numériques relatives à notre a notre structure conformément aux prescriptions du RPA99, version 2003, sont présentées dans le tableau 5.1

Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A max RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol 5 et 4	75x65	39	195	292.5
Entre sol 3 et 2 et 1	70x60	33.6	168	252
RDC et étage 1	65x55	28.6	143	214.5
2, 3 ^{eme} étage	60x50	24	120	180
4, 5, 6 ^{eme} étage	55x45	19.8	99	148.5

5.2.1.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de l'expression

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

(*article 7.4.2.2 RPA99, version 2003*)

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'élançement 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 :

En zone IIa : **(article 7.4.2.2 RPA99, version 2003)**

Dans la zone nodale $\longrightarrow t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$

Dans la zone courante $\longrightarrow t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

(article 7.4.2.2 RPA99, version 2003)

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

(article 7.4.2.2 RPA99, version 2003)

Avec

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

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 $10\phi_l$ minimum

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 qui a été utilisé dans la modélisation de notre structure au chapitre 4, étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 5.2

Tableau 5.2. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	M_{max} ; N_{corr}		N_{max} ; M_{corr}		N_{min} ; M_{corr}		V (KN)
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	
Entre sol 5 et 4	75x65	2111.90	-1358.80	1398.23	-242.13	-2134.41	-425.30	145.87
entre sol 3, 2 et 1	70x60	1218.41	-1636.05	1898.11	-489.06	1709.35	203.16	98.47
RDC +étage 1	65x55	926.14	-422.62	614.94	-111.26	1576.01	-159.44	71.76
2+3 ^{ème} étage	60x50	125.28	-49.00	210.82	8.20	-1165.47	-17.04	64.02
4+5+6 ^{ème} étage	55x45	78.68	-332.19	175.84	23.07	-676.64	-27.54	40.14

5.2.3 Ferrailage des poteaux

5.2.3.1 Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés à partir du logiciel SAP2000, en respectant la prescription de RPA99 version 2003.

Les résultats du ferrailage des poteaux sont résumés tableau 5.3

Tableau 5.3. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Entre sol 5 et 4	75x65	14.62	39.00	12T20+2T16=41.72
Entre sol 3 et 2,1	70x60	12.60	33.60	12T20=37.70
RDC +étage 1	65x55	10.72	26.40	4T20+8T16 = 28.65
2+3 ^{ème} étage	60x50	09.00	24.00	12T16 = 24.13
4+5+6 ^{ème} étage	55x45	07.42	19.80	10T16 = 20.10

5.2.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées par les expressions du RPA99, version 2003 et le BAEL 91, les résultats de calcul sont donnés sur le tableau V.4

Tableau 5.4. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	ρ	V_u (KN)	l_r (cm)	S_{t1} (cm)	S_{t2} (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
Entre sol 5	75x65	1.6	2.142	2.85	3.7	145.87	75	15	10	0.27	7.80	6T12+2T10=8.3
Entre sol 4	75x65	1.6	2.142	2.85	3.7	145.87	75	15	10	0.27	7.80	6T12+2T10=8.3
Entre sol 3	70x60	2.0	2.142	3.06	3.7	98.47	70	15	10	0.19	7.065	6T12+2T10=8.3
Entre sol 2	70x60	2.0	2.142	3.06	3.7	98.47	70	15	10	0.19	7.065	6T12+2T10=8.3
Entre sol 1	70x60	2.0	2.142	3.06	3.7	98.47	70	15	10	0.19	7.065	6T12+2T10=8.3
RDC	65x55	1.6	2.023	3.11	3.7	71.76	65	15	10	0.15	6.37	6T12=6.79
Étage 1	65x55	1.6	2.023	3.11	3.7	71.76	65	15	10	0.15	6.37	6T12=6.79
Étage 2	60x50	1.6	2.023	3.37	3.7	64.02	60	15	10	0.15	5.3	6T12=6.79
Étage 3	60x50	1.6	2.023	3.37	3.7	64.02	60	15	10	0.15	5.3	6T12=6.79
Étage 4	55x45	1.6	2.023	3.67	3.7	40.14	55	15	10	0.10	4.26	6T10=4.71
Étage 5	55x45	1.6	2.023	3.67	3.7	40.14	55	15	10	0.10	4.26	6T10=4.71
Étage 6	55x45	1.6	2.023	3.67	3.7	40.14	55	15	10	0.10	4.26	6T10=4.71

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm condition vérifié.}$$

5.2.4 Vérification des contraintes

5.2.4.1 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.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau des entres sols, avec une hauteur de $l_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal de 1898.111 KN.

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

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

$B_r = (a-2) \times (b-2)$; a et b: dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$

BAEL 91(7-4-2)

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

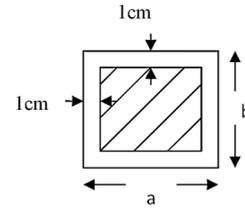


Figure 5.2. Section réduite du poteau

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.75 \times 0.65 = 0.4875 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.75 \times 0.65^3}{12} = 17.16 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{17.16 \times 10^{-3}}{0.4875}} = 0.187$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.187} = 11.45 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.45}{35}\right)^2} = 0.832$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$N_u \leq 0.832 \times \left[\frac{0.4599 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{41.72 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 4179.936 \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$$N_u = 2134.415 \text{ KN} < 4179.936 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

La vérification au flambement des poteaux à tous les niveaux est résumée dans le tableau 5.5

Tableau 5.5. Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Br (m ²)	Sections (cm ²)	Conditions Nu < Nu calculé		Observation
			Nu (KN)	Nu calculé (KN)	
Entre sol 5et 4	0.4599	75x65	2134.415	4179.936	vérifié
entre sol 3et 2,1	0.3944	70x60	1709.35	3181.025	Vérifié
RDC +étage 1	0.3339	65x55	1576.01	2381.952	Vérifié
2+3 ^{eme} étage	0.2784	60x50	1165.474	1671.929	Vérifié
4+5+6 ^{eme} étage	0.2279	55x45	676.644	1135.944	vérifié

5.2.4.2 Vérification de la contrainte du béton

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 :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

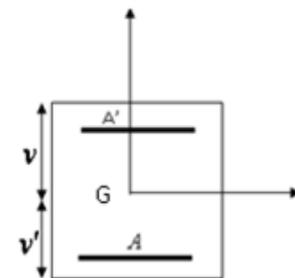


Figure 5.3. Section du poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau 5.6.justification des contraintes

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (K.m)	σ_{bc} (MP)	Observ
Entre sol 5et 4	0.675	41.72	40.91	34.08	0.0278	1498.27	810.34	14.98	Vérifiée
entre sol 3et 2,1	0.63	37.7	38.32	31.67	0.0210	1493.28	340.92	9.75	Vérifiée
RDC +étage 1	0.585	28.15	35.24	29.75	0.0151	1347.21	71.85	5.44	Vérifiée
2+3 ^{eme} étage	0.54	24.13	32.58	27.41	0.0108	849.17	70.85	4.95	Vérifiée
4+5+6 ^{eme} étage	0.495	20.10	29.88	25.11	0.0075	493.34	29.79	3.17	Vérifiée

Avec :

d : Distance utile.

A : Section d'armature tendue.

A' : Section d'armature comprimée.

V : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

V' : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue.

I_{gg} : Moment d'inertie équivalent.

5.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes

On doit vérifier que :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

RPA99/2003(Art 7.4.3.2)

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Le calcul de vérification est donné dans le tableau 5.7

Tableau 5.7.Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obser
Entre sol 5 et 4	75x65	2.142	2.85	0.04	67.5	145.87	0.332	1	Vérifié
entre sol 3 et 2,1	70x60	2.142	3.06	0.04	63	98.47	0.260	1	Vérifié
RDC +étage 1	65x55	2.023	3.11	0.04	58.5	71.76	0.223	1	Vérifié
2+3 ^{eme} étage	60x50	2.023	3.37	0.04	54	64.027	0.237	1	Vérifié
4+5+6 ^{eme} étage	55x45	2.023	3.67	0.04	0.495	40.141	0.180	1	Vérifié

5.2.5 Disposition constructive des poteaux

5.2.5.1 Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA99** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$40*\Phi \text{ en zone II}$$

RPA99/2003 (Art 7.4.2.1)

Dans notre cas $\Phi = 20\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$

On adopte $L_r = 85\text{cm}$.

5.2.6 Les zones nodales

La zone nodale est définie par :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

RPA99/2003(Art 7.4.2.1)

($h_1 \times b_1$) : section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

On opte $h' = 75\text{ cm}$ pour tous les étages.

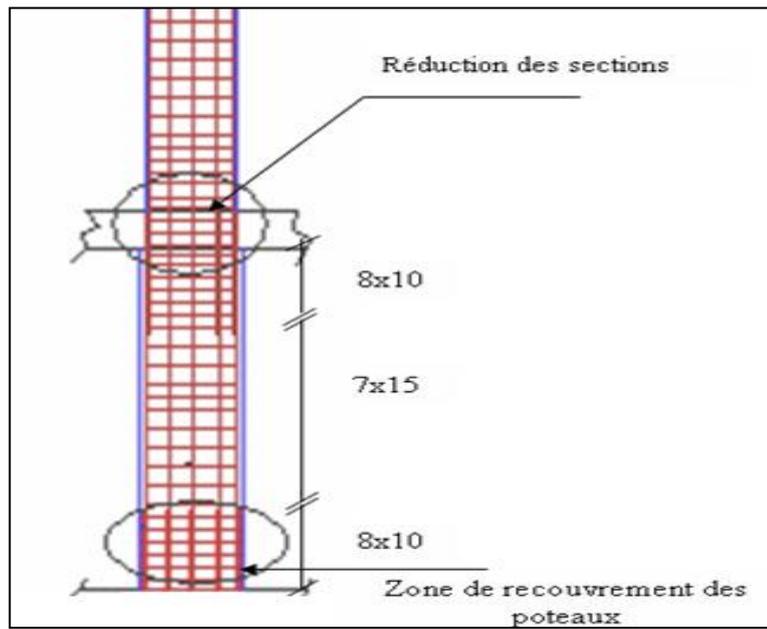
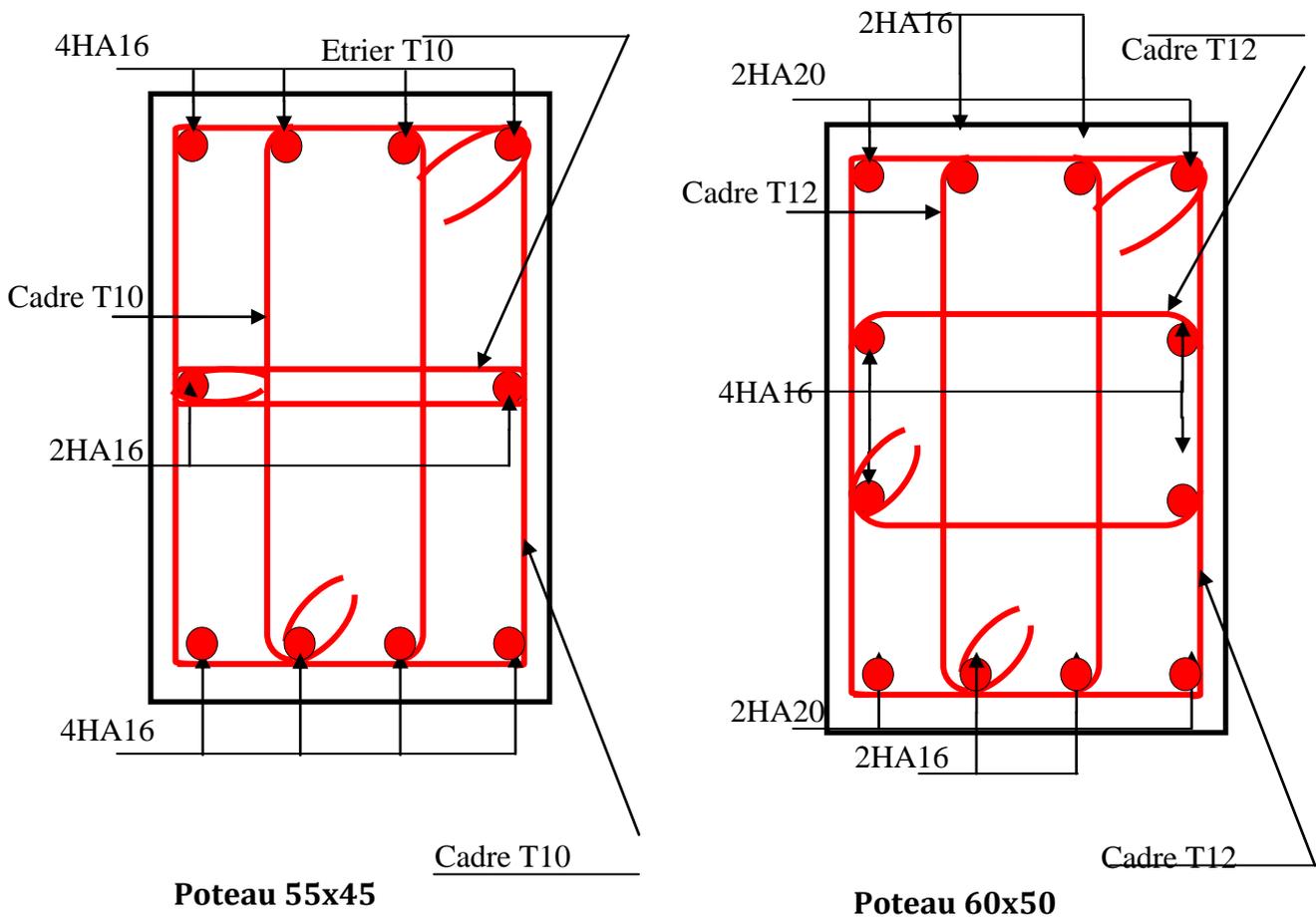


Figure 5.4. Zone de recouvrement

5.2.7 Schéma de ferrailage des poteaux



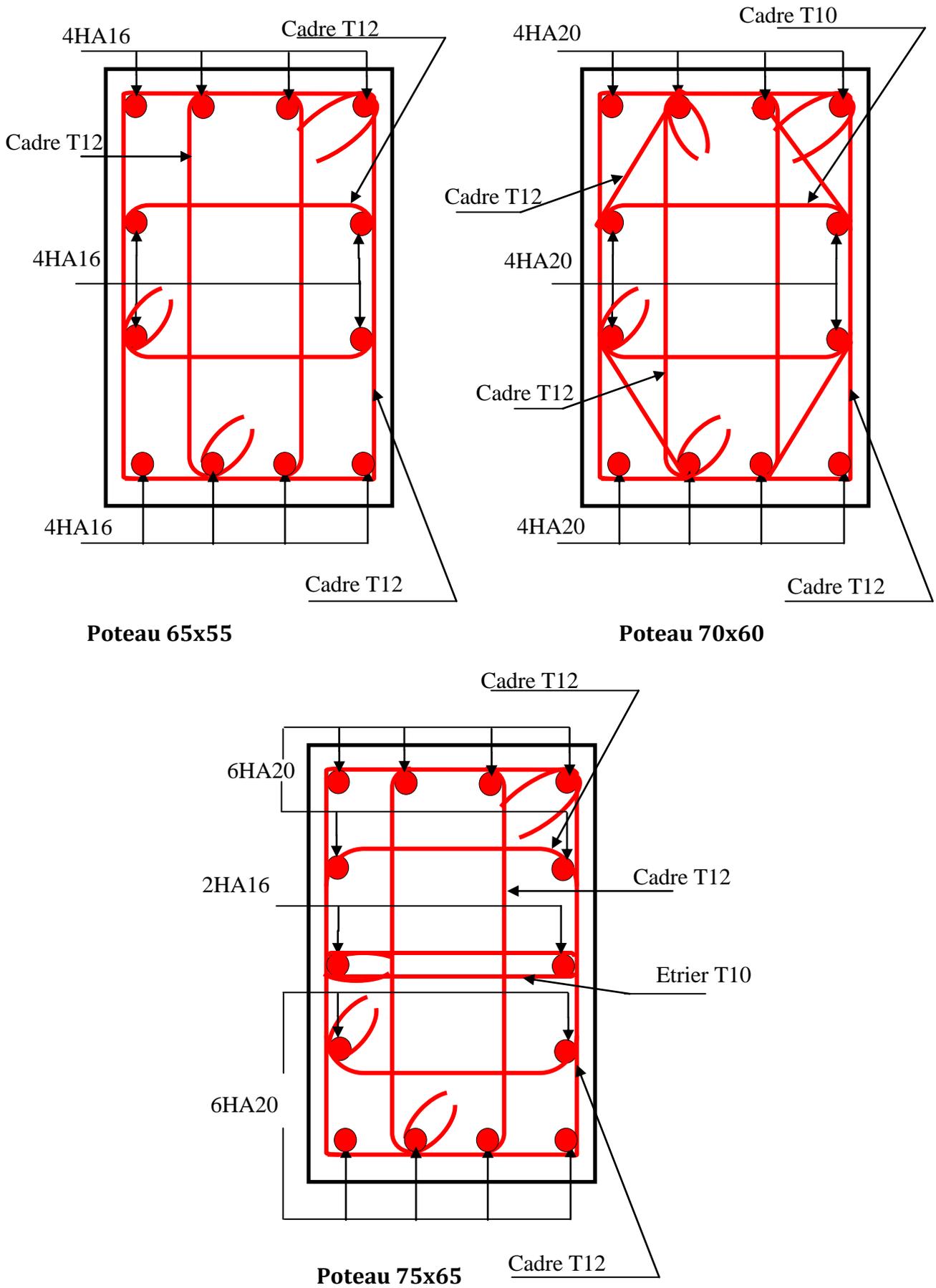


Figure 5.5. Schémas de ferrailage des poteaux

5.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M , V) ; on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

5.3.1 Recommandation du RPA 99

5.3.1.1 Ferrailage

a/ Les armatures longitudinales

RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure 5.4**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b/ Les armatures transversales

RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Minimum de : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

5.3.2 Dispositions constructives des portiques

RPA 99 (Figure 7.5)

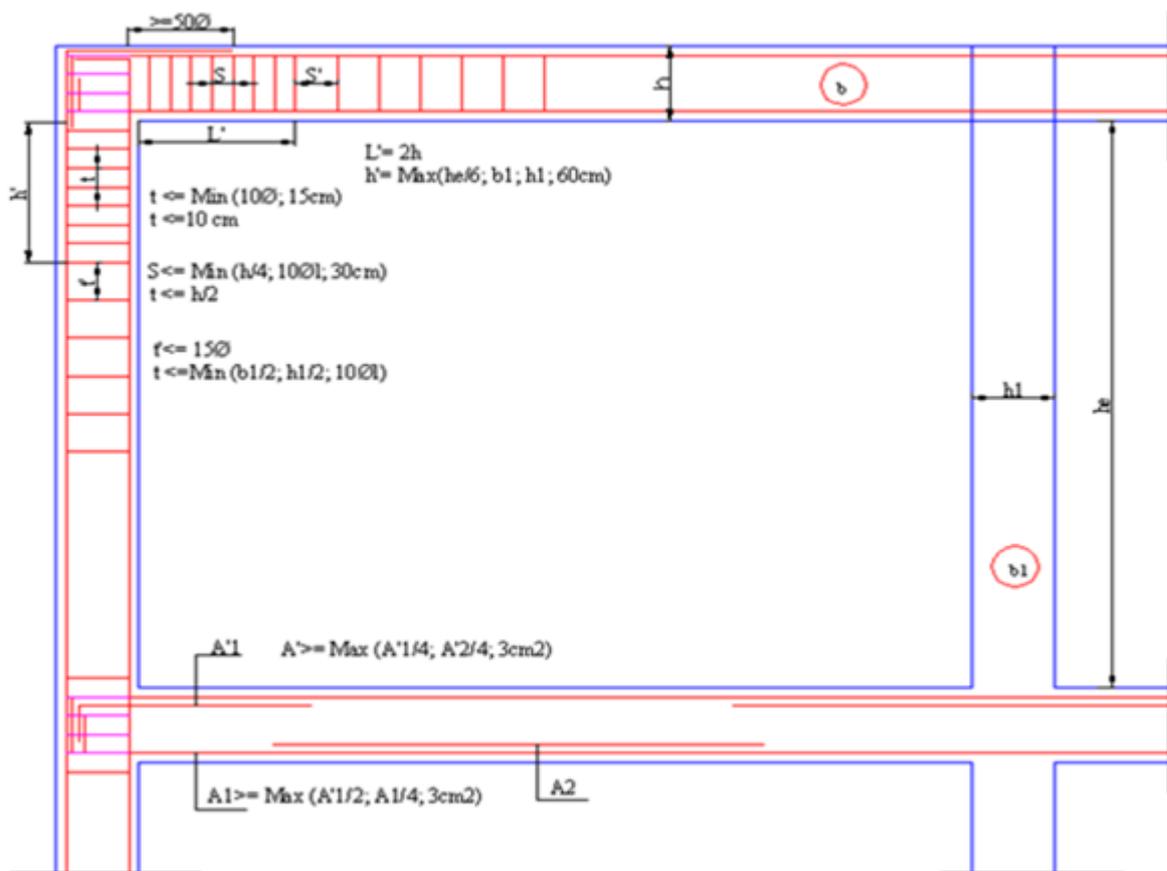


Figure 5.6.Dispositions constructives

5.3.3 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

BAEL91 (Art F.IV.2)

5.3.4 Ferrailages des poutres

5.3.4.1 Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau 5.8. Ferrailage longitudinal des poutres

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A_{calcul} SAP2000	A_{min} (cm ²)	M (KN.m)	V (KN)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Nbre de barres
Terrasse inaccessible	Princi pale	30*40	Appuis	2.40	6.00	86.638	59.60	6.79	6T12
			Travée	1.71	6.00	20.46	36.86	6.79	6T12
	Secon daire	30*35	Appuis	2.25	5.25	22.40	17.23	6.79	6T12
			Travée	1.71	5.25	11.05	10.31	6.79	6T12
Etage courant	Princi pale	30*40	Appuis	14.28	6.00	142.18	78.04	6.79	6T12
			Travée	8.60	6.00	90.81	64.82	6.79	6T12
	Secon daire	30*35	Appuis	5.89	5.25	33.76	20.00	6.79	6T12
			Travée	1.66	5.25	20.52	20.62	6.79	6T12
Terrasse accessible	Princi pale	30*40	Appuis	3.88	6.00	115.88	159.81	6.79	6T12
			Travée	2.14	6.00	57.81	115.09	6.79	6T12
	secon daire	30*35	Appuis	2.72	5.25	9.03	9.45	6.79	6T12
			Travée	1.48	5.25	3.46	0.00	6.79	6T12

a/ Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Poutres principales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0.04 \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est :

$$40 * \Phi \text{ en zone II}$$

RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

5.3.4.2 Les armatures transversales

a/ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\text{min}}\right)$$

BAEL91 (Art H.III.3)

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,14; 3; 1,2\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,14\text{cm} \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3,16\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre T10, pour toutes les poutres

b/ Calcul de l'espacement Selon le RPA

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30\text{cm}\right)$$

RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \text{Min}(10; 14,4; 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires } S_t \leq \text{Min}(10; 14,4; 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

$$\text{Poutres principales } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Poutres secondaires } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow S_t \leq 17,5\text{cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 38 = 1,71\text{ cm}^2$$

RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

$$A_t = 3,16 > A_{\text{min}} = 1,71\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

5.3.5 Vérifications

5.3.5.1 Vérification à l'ELU

a/ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

b/ Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 5.9. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	159.81	1.40	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	78.04	0.78	3.25	Vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{Appuis de rives} \quad A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau 5.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	Observation
Principale	6.79	159.81	142.18	4.59	Vérifiée
Secondaires	6.79	78.04	33.76	2.24	Vérifiée

5.3.5.2 Vérification à l'ELS

a/ Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau 5.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	98.59	85625.99	13.02	14.99	Vérifie
	Travées	82.04	85625.99	13.02	12.47	Vérifie
Poutres secondaires	Appuis	25.65	62194.88	11.95	4.92	Vérifie
	Travées	9.65	62194.88	11.95	1.85	Vérifier

b/ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

Vérification de la flèche

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

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

Tableau 5.12. Vérification de la flèche pour les poutres.

	H cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.47	6.79	0.089	0.075	0.005	0.010	Vérifiée	Vérifier	Vérifier
PS	35	30	4.87	6.79	0.071	0.075	0.006	0.010	Vérifiée	Vérifier	Vérifier

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

5.3.6 Schéma de ferrailage des Poutres

Vue la petite différence des dimensions de la poutre principale et secondaire, on a adopté le même ferrailage, qui est donné dans la figure 5.7.

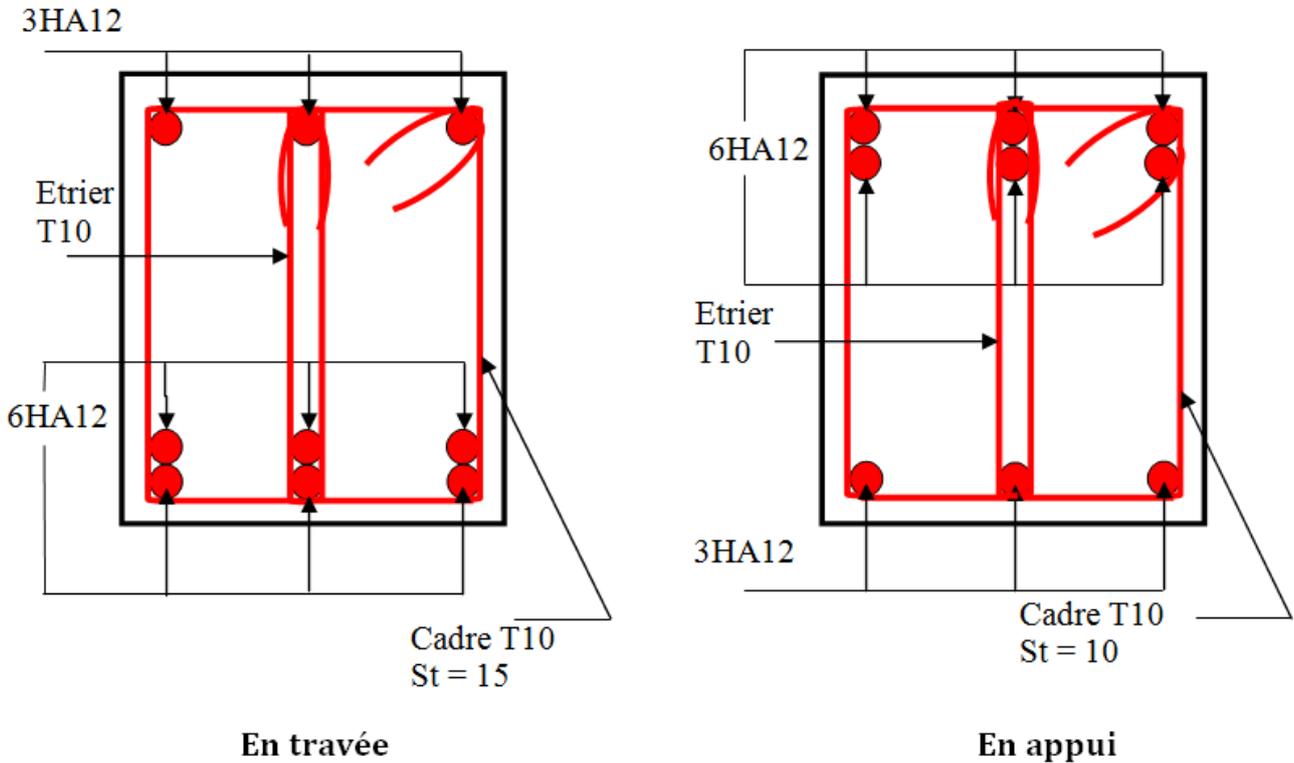


Figure 5.7. Section de ferrailage des poutres

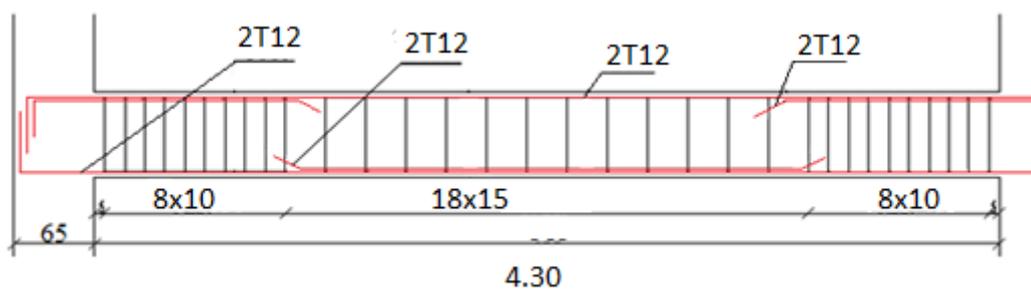


Figure 5.8. Ferrailage des poutres principales.

5.4 Etudes des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

RPA99/2003 (Art.7.6.2)

Cependant cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

Mn : Moment Nord

Mw : Moment Ouest

Ms : Moment Sud

Me : Moment Est

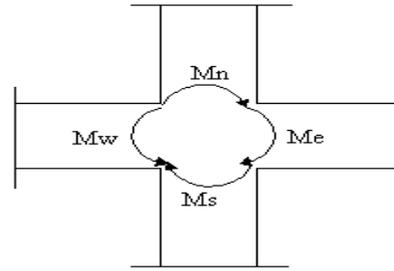


Figure 5.9. Distribution des moments dans la zone nodale

5.4.1 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

RPA99/2003 (Art 7.7.3.1)

5.4.1.1 Poteaux

Tableau 5.13. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Entre sol 5 et 4	75x65	63.75	41.72	924.37
entre sol 3 et 2,1	70x60	59.50	37.70	780.22
RDC + étage 1	65x55	55.25	28.15	540.48
2+3 ^{eme} étage	60x50	51.00	24.13	428.04
4+5+6 ^{eme} étage	55x45	46.75	20.10	326.493

5.4.1.2 Poutres

Tableau 5.14. Les moments résistant dans les poutres.

Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
PP	30x40	0.340	6.79	80.29
PS	30x35	0.297	6.79	70.14

5.4.2 Vérification des zones nodales

Tableau 5.15. Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	plan	M _w = M _e (KN.m)	M _n = M _s (KN.m)	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	Obsrv
Entre sol 5et 4	PP	80.29	924.37	200.725	1848.74	Vérifié
	PS	70.14	924.37	175.35	1848.74	Vérifié
entre sol 3et 2,1	PP	80.29	780.22	200.725	1560.44	Vérifié
	PS	70.14	780.22	175.35	1560.44	Vérifié
RDC +étage 1	PP	80.29	540.48	200.725	1080.96	Vérifié
	PS	70.14	540.48	175.35	1080.96	Vérifié
2+3 ^{eme} étage	PP	80.29	428.04	200.725	856.08	Vérifié
	PS	70.14	428.04	175.35	856.08	Vérifié
4, 5, 6 étage	PP	80.29	326.493	200.725	652.98	Vérifié
	PS	70.14	326.493	175.35	652.98	vérifiée

5.5 Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

5.5.1 Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés : $(\frac{h}{l} > 1,5)$
- Voiles courts : $(\frac{h}{l} < 1,5)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

5.5.2 Recommandation du RPA

a. Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_u$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

$$- \phi_l \leq \frac{1}{10} e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $s_t = \min(1,5a; 30\text{cm})$;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.5.3 Le ferrailage**a. Les armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, version 2003

b) Les armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RP_t y

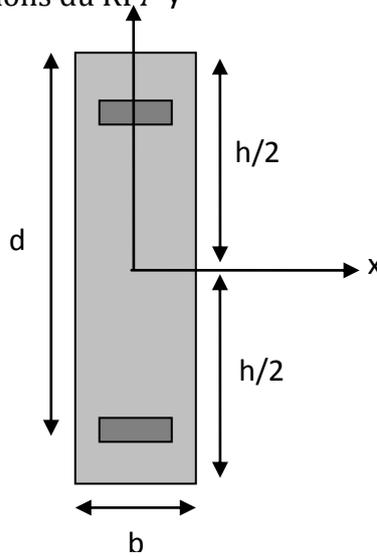


Figure 5.10. Section du voile

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0,15\%b \cdot l)$$

$A_V^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0,15\%b \cdot l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_V^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

- Calcul du ferrailage du voile

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile sens x-x : (Vx 1)

Tableau 5.16. Résultats du ferrailage du voile sens x-x

Niveau	Entre sol 5.4	Entre sol 3,2 et 1	RDC aux 6 étages
Section (cm ²)	300*15	300x15	300x15
N (KN)	1031.726	513.579	790.074
M (KNm)	13.7795	434.50	556.14
V (KN)	276.345	477.38	169.713
Amin (RPA) (cm ²)	6.75	6.75	6
A calculée/ face (cm ²)	22.35	17.57	13.56
A adopté / face (cm ²)	24.13	18.10	13,57
Nombre de barres/face	12T16	9T16	12T12
St (cm)	15	15	15
A _n calculée (cm ²)	6.03	4.52	3,39
A _n min /ml (cm ²)	6.75	6.75	6.75
A _n adoptée (cm ²)	7,85	7.85	7.85
Nombre de barre/face/ml	5T14	5T14	5T14
St (cm)	20	20	20

Voile sens x-x : (VX2)

Tableau 5.17. Résultats du ferrailage du voile sens x-x

<i>Niveau</i>	<i>Entre sol 5.4</i>	<i>Entre sol 3,2 et 1</i>	<i>RDC aux 6 étages</i>
Section (cm ²)	165x15	165x15	165x15
N (KN)	908.236	622.61	622.61
M (KNm)	-564.9061	136.707072	136.7072
V (KN)	-251.188	108.354	108.354
Amin (RPA) (cm ²)	3.71	3.71	3.71
A calculée/ face (cm ²)	20.50	14.40	14.40
A adopté / face (cm ²)	25.13	16.80	16.80
Nombre de barres/face	8T20	8T16	8T16
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	6.28	4.2	4.2
A _h min /ml (cm ²)	3.71	3.71	3.71
A _h adoptée (cm ²)	7,85	3.93	3.93
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10
St (cm)	20	20	20

Voile sens y-y : (Vy1)

Tableau 5.18.Ferrailage du voile sens y-y

<i>Niveau</i>	<i>Entre sol 5 au 4</i>	<i>Entre sol 3au 1</i>	<i>RDC au 6 étages</i>
Section (cm ²)	363x15	363x15	363x15
N (KN)	510.048	510.084	622.61
M (KNm)	113.57	111,57	136.7072
V (KN)	86.55	86.55	108.354
Amin (RPA) (cm ²)	8.16	8.16	8.16
A calculée/ face (cm ²)	43,89	43.89	26.29
A adopté / face (cm ²)	43,98	43.98	28.15
Nombre de barres/face	14T20	14T20	14T16
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	10,99	10.99	5,49
A _h min /ml (cm ²)	8.16	8.16	8.16
A _h adoptée (cm ²)	11,31	11.31	8.29
Nombre de barre/face/ml	5T12	5T12	3T16+2T12
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (VY2)

Tableau 5.19. Ferrailage du voile sens y-y

Niveau	RDC aux 6 étages
Section (cm ²)	100x15
N (KN)	643.733
M (KNm)	-287.1342
V (KN)	5.865
Amin (RPA) (cm ²)	2.25
A calculée/ face (cm ²)	24.97
A adopté / face (cm ²)	25.13
Nombre de barres/face	8T20
St (cm)	20
A _h calculée (cm ²)	6.28
A _h min /ml (cm ²)	2.25
A _h adoptée (cm ²)	7.70
Nombre de barre/face/ml	5T14
St (cm)	20

5.5.4 Exemple d'un schéma du ferrailage d'un voile

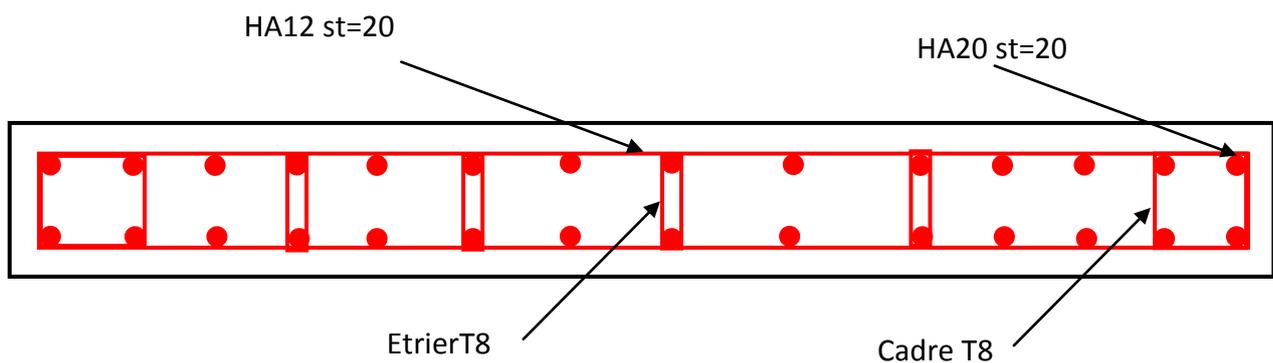


Figure 5.11. Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau de entre sol 5

5.6 Conclusion

Les éléments principaux assurent par définition un contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux, afin qu'il soit répulsif aux différentes sollicitations.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le logiciel SAP2000, et celui donnée par le RPA99, version2003. On a noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le logiciel SAP2000. On déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie. De même pour les poutres principales et les poutres secondaires, qui sont ferrillées par le logiciel SAP2000. Aussi pour les voiles de contreventement, qui ont un rôle important par rapport à la réponse sismique de la structure, pour autant ils sont calculés et ferrailés à la flexion composé.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du BAEL et le RPA99 version2003.

CHAPITRE 6

ETUDE DES FONDATIONS

6.1 Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

6.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Dans le cas de notre structure, et d'après le rapport de sol attribué par le laboratoire géotechnique, le terrain réservé à la réalisation de notre projet est constitué d'une couche de remblais d'épaisseur 1.20 m environ, reposant sur une couche de limon marneux avec un passage de gravier couleur beige suivie d'une couche de schiste marneux très friable avec une craie de couleur gris, posée sur du schiste altéré friable parfois peu compact avec passage de craie couleur bigarré. Avec cette hétérogénéité de couche de notre terrain de construction, et selon le rapport de sol évalué par des essais in situ, le taux de travail admissible est de 1.70 bar.

Notons que notre ouvrage est construit en gradin. Cela nous induit à calculer deux types de fondations.

- Type 1 fondations au niveau de l'entre sol 5
- Type 2 fondations au niveau du RDC.

6.2.1 Type 1 fondations au niveau de l'entre sol 5

6.2.1.1 Vérifications des types de fondations

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, (service)

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de 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 pour leur adaptation comme type de fondations a utilisé, si ces deux types ne sont pas adapter ou vérifier on passera au radier général.

6.2.1.2 Vérifications des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base, de section (axb) d'où les semelles sont rectangulaires (AxB).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=3999.406 KN.

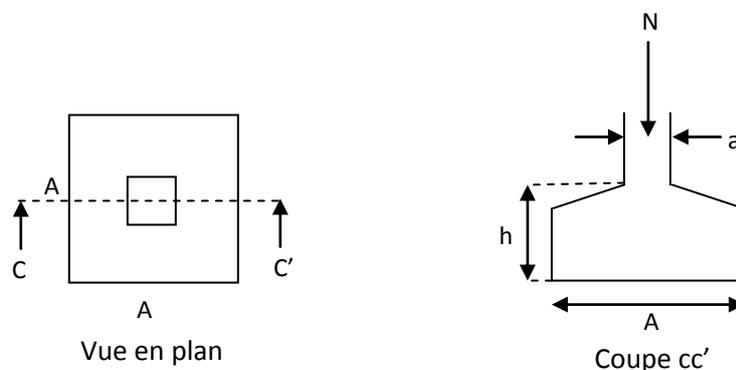


Figure 6.1. Schéma d'une semelle isolée.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{3999.406 \times 10^{-3}}{0.17}} \quad \text{AN : } B = 4.85 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.2.1.3 Vérifications des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

$$N_1 = 3999.406 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1557.03 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1572544 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1546.98 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1703.973 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1567.88 \text{ KN}$$

$$N_7 = 1360.912 \text{ KN}$$

$$N_8 = 1151.21 \text{ KN}$$

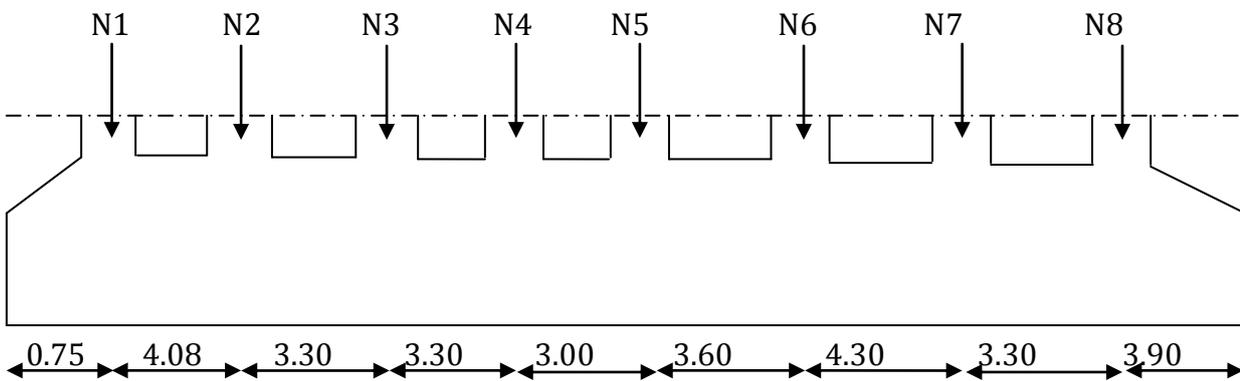


Figure 6.2. Schéma d'une semelle filante.

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B = Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle N_s : Effort normal provenant de la semelle estimé à 200KN.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 14459.94 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{14459.94}{170 * 26.83} = 3.17 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.17m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.17m, donc on passe au radier général.

6.2.2 Etude du radier général

6.2.2.1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

Un mauvais sol.

Charges transmises au sol sont importantes.

Les poteaux rapprochés (petites trames).

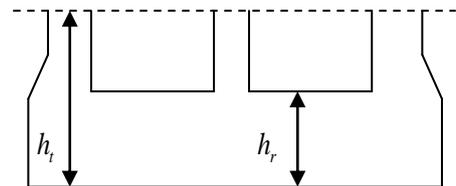


Figure 6.3. Dimension du radier.

6.2.2.2 Pré dimensionnement

La condition de coffrage

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Nervure $h_i \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 4.58$ m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure

$$h_i \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4580}{10} \Rightarrow h_i \geq 458 \text{ cm}; \text{ Soit } h_i = 75 \text{ cm}$$

Dalle

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4580}{20} \Rightarrow h_0 \geq 229 \text{ cm}; \text{ On prend } h_0 = 30 \text{ cm}.$$

La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 0.72m$$

Donc :

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 75 \text{ cm}$ (dalle + nervure) et $h_r = 0.30m$

La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{36420.85}{170} \Rightarrow S_{rad} \geq 214.24m^2$$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 305.22m^2$

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 271.678m^2$ (Le radier comporte pas de débord)

6.2.2.3 Les vérifications nécessaire

Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

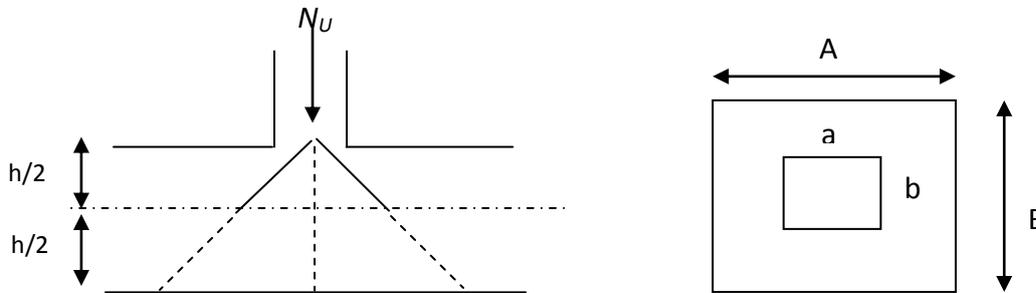


Figure 6.4.Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times ((0.75 + 0.6) + (2 \times 0.9)) \Rightarrow \mu_c = 6.8m.$$

$$Q_u = 4186.347KN < 0.045 \times 4.8 \times 0.75 \times (25/1.5) = 43200KN \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de $b = 1$ m, de longueur $d = 0.9 \times h_0 = 0.27$ m.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{38027.65 \times 4.58}{2 \times 305.22} = 285.31KN$$

$$\tau_u = \frac{285.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.05MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

Donc pas de cisaillement dans le radier

Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

(DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 1326.64m^4, \text{ et } X_G = 12.21m.$$

$$I_y = 8091.89m^4, \text{ et } Y_G = 7.36m.$$

Avec :

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

Sens X-X

$$N = 38027.65KN \text{ et } M_x = 57329.11 KN.m.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.652MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{min} = -0.403MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.388MPa < \overline{\sigma_s} = 0.17MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

Sens Y-Y

$$N = 38027.65KN \text{ et } M_y = 67124.06 KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.185MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.063MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.154MPa < \overline{\sigma_s} = 0.26MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.133\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15\text{Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens

Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99 (article 10.1.5)

Dans le sens X-X : $e = \frac{57329.11}{38027.65} \Rightarrow e = 1.5\text{m} < \frac{25.33}{4} = 6.33\text{m} \dots\dots\dots\text{Vérifié}$

Dans le sens Y-Y : $e = \frac{67124.06}{38027.06} \Rightarrow e = 1.76\text{m} < \frac{12.05}{4} = 3.01\text{m} \dots\dots\dots\text{Vérifié}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^2$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 3.7\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 214.22\text{m}^2$).

$$N \geq 1.5 \times 3.7 \times 214.22 \times 10 = 11246.55\text{KN}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

6.2.2.4 Ferrailage

La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$L_x = 4.3\text{m} ; \quad L_y = 4.8\text{m}$$

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.3 = 7.5\text{KN/m}^2$$

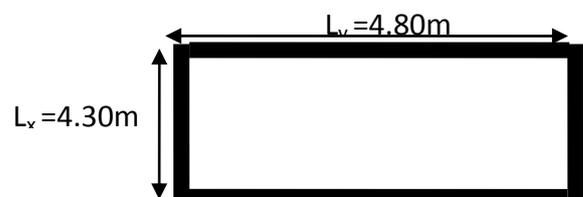


Figure 6.5. Dalle sur quatre appuis

Calcul des sollicitations

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

N_s : Est l'effort normal de service (plus le poids propre du radier)

ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{67124.06}{305.22} + 1.35 \times 7.5$$

$$\Rightarrow q_u = 230.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 198.5 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 151.55 \text{ KNm}$$

En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 168.72 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 128.8 \text{ KNm}$$

En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 99.25 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 75.775 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Condition de non fragilité

On calcul A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.89$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 2.532 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{cases}$$

On vérifie que : $A_{t^y} > A_{t^x} / 4$ c'est vérifié

Le ferrailage est résumé dans le tableau 6.1

Tableau 6.1. Résumé des résultats de ferrillages

		M (KN.m)	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Aadop (cm2/ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	168.72	18.87	2.532	6T20=18.85	15
	Appui	128.8	14.08	2.532	5T20=15.71	20
Sens y-y	Travée	99.25	10.40	2.4	6T16=12.06	15
	Appui	75.775	8.03	2.4	4T16=8.04	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 342.76 KN \\ V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 330.19 KN \end{aligned} \right. \Rightarrow V_{max} = 330.19 KN$$

$$\tau_u = \frac{330.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.22 MPa < 1.25 MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{SER}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240 MPa.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \quad I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{42017}{214.22} + 7.5$$

$$\Rightarrow q_s = 203.63 KN / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 202.18 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M^x \Rightarrow M_0^y = 168.98 \text{KNm}$$

En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 171.85 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 143.633 \text{KNm}$$

En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 101.09 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 84.49 \text{KNm}$$

Vérification des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau 6.2

Tableau 6.2. Vérification des contraintes de radier type 1

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	171.85	10.06	128938.21	13.40	239.10	Vérifiée
	M_a	143.663	9.37	127998.53	10.8	238.55	Vérifiée
y-y	M_t	101.09	8.41	125005.2	9.52	237.63	Vérifiée
	M_a	84.49	7.1	110605.65	9.28	239.47	vérifiée

Donc les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures

Armatures // Lx : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // Ly : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

6.2.2.5 Schéma de ferrailage

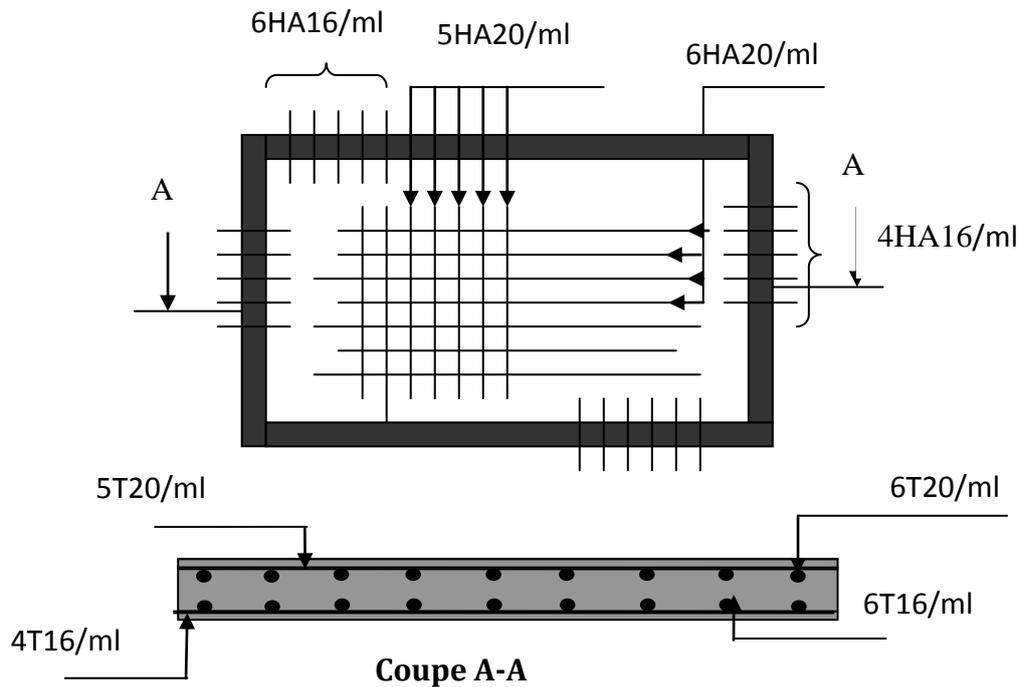


Figure 6.6. Schéma de ferrailage du radier

6.2.3 Calcul des nervures

6.2.3.1 Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

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 $\rho = 0.89 \Rightarrow$ 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

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 230.37 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 203.37 \text{ KN/m}^2$$

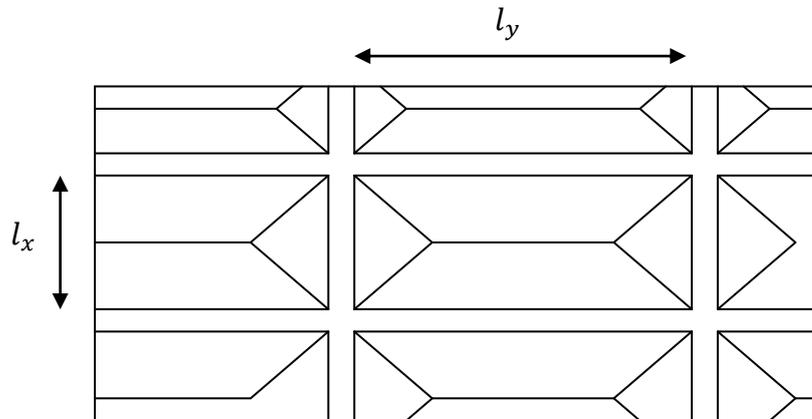


Figure 6.7. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

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 : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l}); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (x-x)

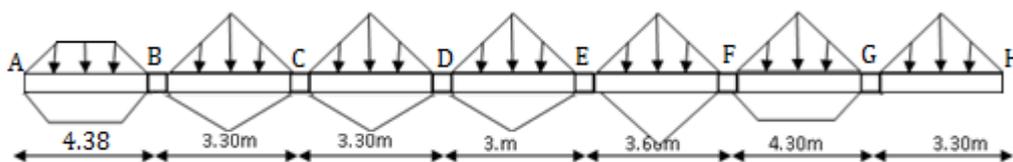


Figure 6.8. Charges transmises aux nervures

Tableau 6.3. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal(ELU)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_u(KN/m)$	$M_a(KNm)$		$X(m)$	$M_t(KNm)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
				M_g	M_d				
A-B	4.38	4.38	762.73	274.35	1230.36	1.82	1049.12	1389.47	-1452.11
B-C	3.30	2.64	506.81	1230.36	415.56	1.16	1229.50	589.32	-1083.14
C-D	3.30	2.64	506.81	415.56	366.35	1.62	704.88	821.32	-851.14
D-E	3.00	2.40	460.74	366.35	436.19	1.55	661.31	714.39	-667.83
E-F	3.60	2.88	552.88	436.19	785.18	1.97	997.34	1092.12	-898.24
F-G	4.30	3.44	711.74	785.18	664.68	2.11	1258.29	1502.21	-1558.26
G-H	3.30	3.30	253.40	664.68	51.74	0.85	733.51	232.37	-619.52

Tableau 6.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_s(KN/m)$	$M_a(KNm)$		$X(m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4.38	4.38	673.33	242.20	886.15	1.82	926.23
B-C	3.30	2.64	447.41	886.15	366.85	1.16	992.24
C-D	3.30	2.64	447.41	366.85	323.41	1.62	659.00
D-E	3.00	2.40	406.74	323.41	255.17	1.44	549.36
E-F	3.60	2.88	244.04	255.17	584.64	2.17	811.22
F-G	4.30	3.44	628.32	584.64	586.77	2.15	992.14
G-H	3.30	3.30	223.70	586.77	45.67	0.85	675.79

6.2.3.2 Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.75m \quad h_0=0.30m \quad b_0=0.45m \quad d=0.675m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{480}{10}; \frac{430}{2})$

$b_1 \leq \min(48; 215)$

Soit : $b_1 = 45cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 135cm$

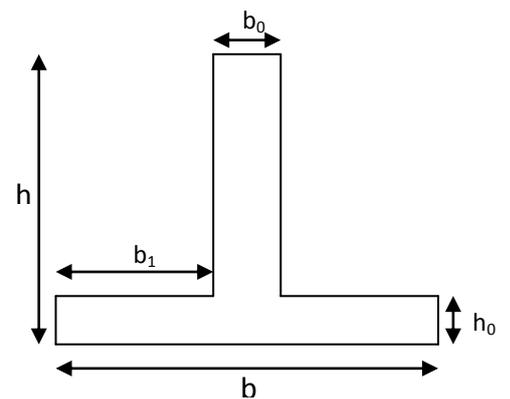


Figure 6.9.Section à ferrailer

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$A = b \times h \times 0.6\% = 135 \times 75 \times 0.006 = 60.75cm^2$. donc on choist $A = 12HA25 + 2HA20 = 65.19cm^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau 6.5

Tableau 6.5. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	1258.29	53.48	60.75	12HA25+2HA20=65.19
	appuis	1230.36	64.28	60.75	12HA25+2HA20=65.19

Les vérifications**Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1558.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1558.26 \times 10^{-3}}{1.35 \times 0.725} \Rightarrow \tau_u = 1.59 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{750}{35}, 20, \frac{450}{2}\right) = 20 \text{ mm. soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10 \times \phi_l^{\min}\right) = \min\left(\frac{75}{4}; 12; 10 \times 2\right) = 12 \text{ cm}$$

À l'ELS**Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau 6.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	992.24	25.96	2905270.54	8.86	15	238.42	240
	M_a	-886.15	28.20	2515407.36	9.93	15	234.09	240

Sens longitudinal (y-y)

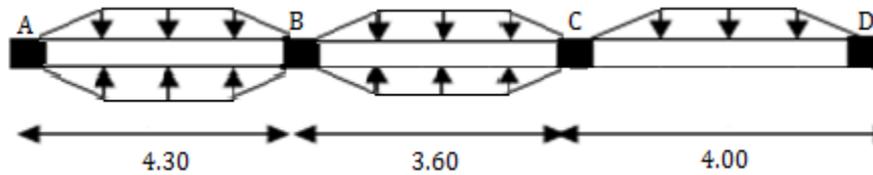


Figure 6.10. Charges transmises aux nervures

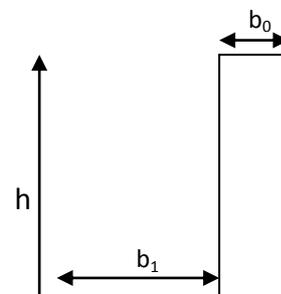
Tableau 6.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P_u (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
				M_g	M_d				
A-B	4.30	4.30	816.62	283.11	1306.39	1.77	996.71	1451.92	-1517.76
B-C	3.60	2.88	619.65	1306.39	662.79	1.51	1399.78	936.59	-1294.14
C-D	4.00	4.00	374.35	662.79	112.30	1.63	883.31	611.07	-886.32

Tableau 6.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P_s (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.30	4.30	720.91	249.93	998.52	1.79	920.29
B-C	3.60	2.88	437.61	998.52	540.41	1.43	1001.20
C-D	4.00	4.00	330.47	540.41	99.14	1.66	804.50

Ferrillage



Le ferrailage se fera pour une section en T  en flexion simple.

$$h=0.75\text{m} \quad h_0=0.30\text{m} \quad b_0=0.45\text{m} \quad d=0.675\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{480}{10}; \frac{430}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(48; 215)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

Figure 6.11. Section à ferrailer

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 135\text{cm}$$

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = b \times h \times 0.6\% = 135 \times 75 \times 0.006 = 60.75\text{cm}^2. \text{ donc on choisit } A = 12\text{HA}25 + 2\text{HA}20 = 65.19\text{cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau 6.9

Tableau 6.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

		Mu(KN.m)	Acal (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopt�e} (cm ²)
Y-Y	Travée	1399.78	60.03	60.75	12HA25+2HA20=65.19
	Appuis	1306.39	70.38	60.75	12HA25+4HA20=71.47

Les vérifications

Sens (y-y)

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1517.76\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1517.76 \times 10^{-3}}{1.35 \times 0.675} \Rightarrow \tau_u = 1.55\text{MPa} < 2.5\text{MPa}.$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est v rifi e}$$

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{750}{35}, 20, \frac{450}{2}\right) = 20\text{mm} . \text{ soit } \phi = 10\text{mm}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10 \times \phi_t^{min}\right) = \min\left(\frac{75}{4}; 12; 10 \times 2\right) = 12\text{cm}$$

À l'ELS

Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}.$$

Tableau 6.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	1001.20	25.96	2905270.54	8.94	15	238.57	240
	M_a	998.52	34.59	2491884.70	13.86	15	227.86	240

6.2.4 Schéma de ferrailage

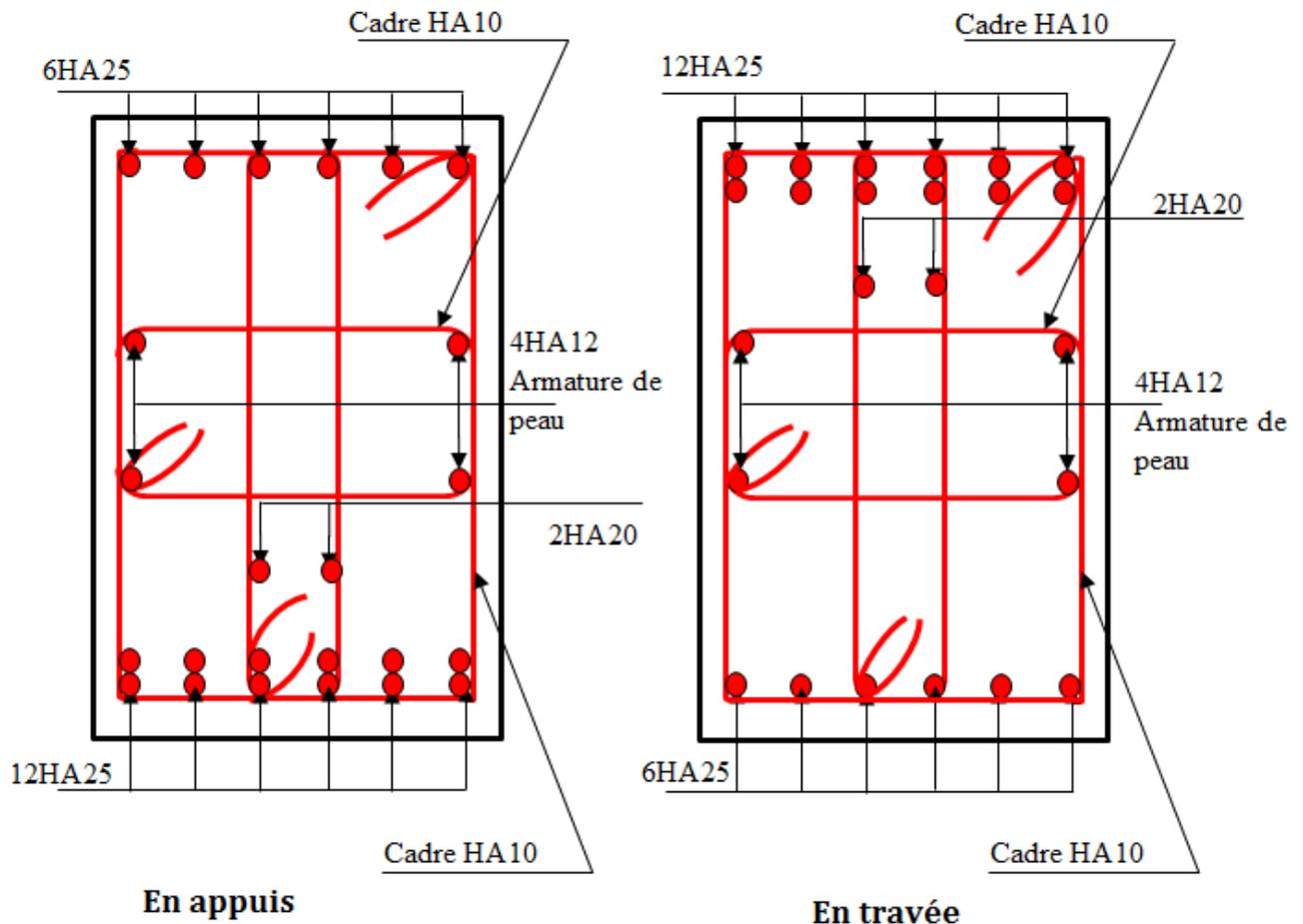


Figure 6.12. Schéma de ferrailage de la nervure.

6.2.5 Type 2 fondations au niveau du RDC

6.2.5.1 Méthode des bielles

$$G+Q \left\{ \begin{array}{l} N_1=308.598 \text{ KN} \\ M_1=28.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

N_1, M_1 : l'effort normal et le moment à l'ELS

$$1,35G+1,5Q \left\{ \begin{array}{l} N_2=391.5 \text{ N} \\ M_2=35.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

N_2, M_2 : l'effort normal et le moment à l'ELU

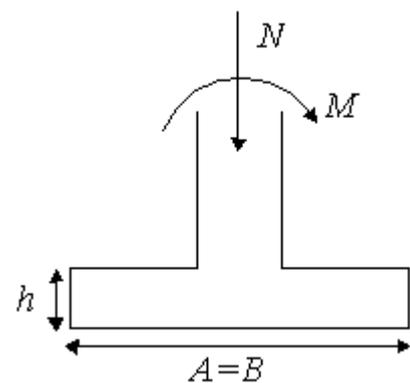


Figure 6.13. Sollicitations de fondation

6.2.5.2 Pré dimensionnement

Semelle carré : $S=A \times B / \sigma'_{sol}=1.7\text{bar}=17\text{t/m}^2$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{308.598}{170} = 1.8 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 1.8$$

On prend $A=B=1.9\text{m}$

Calcul l'épaisseur du sol

On prend $A=B=1.9\text{m}$

6.2.5.3 Calcul l'épaisseur du sol

$$*(h_c - d') \geq \text{Max}\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) = \left(\frac{1,9-0,65}{4}, \frac{1,9-0,55}{4}\right)$$

$$*(h_c - d') \geq \text{Max}(0,310,33) \text{ (m)}$$

$$*(h_c - d') \geq 0,40\text{m}$$

On prend $d' = 5\text{cm} \Rightarrow h_c = 50\text{cm}$, d' : enrobage d'acier

6.2.5.4 Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$, tel que e_1 : excentricité

$$*e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{28.86}{308.598} = 0,094\text{m}$$

$$*6e_1 = 6 \times 0,17 = 0.54\text{m}$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifiée

6.2.5.5 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B}\right) = \frac{308.598}{170 \times 1,9} \left(1 + 3 \frac{0,094}{1,9}\right) = 1.09\text{m}$$

Donc :

$A > 1.09\text{m}$ (vérifiée)

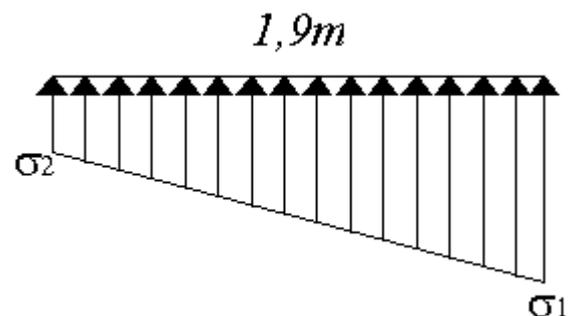


Figure 6.14. Contraintes de sol

6.2.5.6 Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{35,16}{391,5} = 0,09$$

$$S = 1,9 \times 1,9 = 3,61 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{391,5}{3,61} \left(1 + 6 \frac{0,09}{1,9} \right) = 139,27 \text{ kn/m}^2 < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{308,598}{3,6} \left(1 - 6 \frac{0,09}{2} \right) = 109,78 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} = \frac{3 \times (139,27) + 109,78}{4} = 131,89 \text{ kn/m}^2$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 131,891 \times 3,61 = 476,12 \text{ kn}$$

$$A_x = \frac{N^* (B - b)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^* (A - a)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_x = \frac{476,12(1,9 - 0,65)}{8(0,45)348} \times 10 = 4,69 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{476,12(1,9 - 0,55)}{8(0,45)348} \times 10 = 5,31 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{ij}}{f_e} = 0,23 \frac{45 \times 190 \times 2,4}{400} = 11,8 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

$$10\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

Calcule l'espacement des cadres

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm})$$

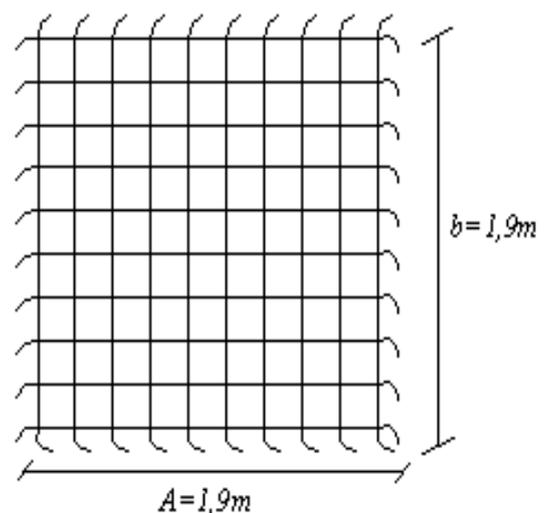


Figure 6.15. Vue en plan de Croqué de ferrailage de la semelle

En prend $St = 20 \text{ cm}$

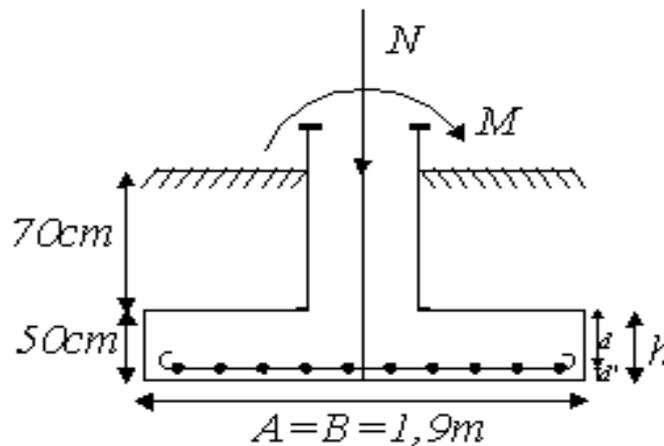


Figure 6.16. Vue en face de ferrailage de la semelle.

6.3 MUR DE SOUTÈNEMENT

Un mur de soutènement de hauteur de hauteur de 15.30m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA99 version 2003.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge Q qui est due au poids de la structure transmise à la fondation qui est à l'interface du RDC.

6.3.1 Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V$$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_V = \gamma \times h + Q$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2} \right) = 0.54$$

A l'ELU

$$\sigma_H = K_a \times (1.35 \times \gamma \times h + Q)$$

Pour $h = 12.59$ m $\sigma_H = 196.94$ KN/m²

Pour $h = 15.30$ m $\sigma_H = 217.04$ KN/m²

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 212.01$$
 KN/m²

A l'ELS

$$\sigma_H = K_a \times (\gamma \times h + Q)$$

Pour $h = 12.59$ m $\sigma_H = 193.13$ KN/m²

Pour $h = 15.30$ m $\sigma_H = 212.50$ KN/m²

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 207.65$$
 KN/m²

6.3.2 Ferrailage du mur

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcul comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

$$l_x = 2.71$$
 m.

$$l_y = 4.00$$
 m.

$$e = 30$$
 cm.

6.3.2.1 Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

A l'ELU

$$\alpha = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 117.74$$
 KN.m

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 43.52$$
 KN.m

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 94.97$$
 KN.m

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 36.99$$
 KN.m

$$M^a = -0.5M_{0x} = -57.37 \text{ KN.m}$$

A'ELS

$$\alpha = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 118.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 64.57 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 100.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 54.88 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_{0x} = -50.17 \text{ KN.m}$$

6.3.2.2 Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.3) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante,

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau 6.11

Tableau 6.11. Ferrailage du mur.

Localisation		Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Espacement (cm)
Sens x-x	En travée	94.97	10.05	2.79	4T20 = 12.57	25
	En appuis	-57.37	6.10		4T14 = 6.16	25
Sens y-y	En travée	36.99	4.30	2.40	4T12 = 4.52	25
	En appuis	-57.37	6.10		4T14 = 6.16	25

6.3.3 Vérification à l'ELS

Etats limites de compression

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau 6.12

Tableau 6.12. Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	100.35	12.57	8.27	9.52	Vérifiée
	En appuis	-50.17	6.16	9.16	8.20	Vérifiée
Sens y-y	En travée	54.88	4.52	5.28	9.04	Vérifiée
	En appuis	-50.17	6.16	9.16	8.20	Vérifiée

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

Les contraintes dans l'acier

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 6.13

Tableau 6.13. Vérification des contraintes dans l'acier.

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	100.35	12.57	8.27	145.22	Vérifiée
	En appuis	-50.17	6.16	9.16	78.09	Vérifiée
Sens y-y	En travée	54.88	4.52	5.28	226.90	Vérifiée
	En appuis	-50.17	6.16	9.16	78.09	Vérifiée

On voit bien que les contraintes dans l'acier sont vérifiées dans les deux directions.

6.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place et les caractéristiques géométrique de la structure.

Notre structure étant réalisée sur deux niveaux de fondation. Pour le premier type de fondation on a adopté un radier général, qui a été dimensionné et ferrillée. Et le deuxième type c'est une fondation de type semelle isolée qui a été calculée et ferrillée.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 15.30 m est prévu pour supporter l'action des poussée des terres exercée sur les entres sols. Ce mur est calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur 4 appuis, ces derniers sont constituant par un système croisé de poteau poutre de la structure qui joue un rôle de raidisseur pour le mur.

CONCLUSION GENERALE

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et de l'emplacement de la cage d'escalier qui a provoqué une torsion.
- 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 ainsi des fondations isolées pour a un niveau supérieur par rapport à notre structure qui est en gradins.

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.

BIBLIOGRAPHIE

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

B.A.E.L. 91 (Edition Eyrolles, deuxième tirage 1997).

DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).

Rapport du sol.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ». Edition OPU, 1996

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 14
- Autocad 2012.

ANNEXE A

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y} \backslash \frac{u}{z}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

ANNEXE B

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{I_y}{I_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_1	μ_2	μ_1	μ_2
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	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	0,4462
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	0,4329	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	0,7937
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	0,0519	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8959
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	1,0000

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment de 12 niveaux dont 5 entre sols à usage habitation contreventé par un système mixte voile portique. Pour cette étude on a réparti notre travail en 6 chapitres dont chaque chapitre, commence par une introduction et finit par une conclusion. Au premier chapitre on a fait des généralités sur notre structure et les matériaux utilisés, au second on a opté pour un pré dimensionnement des éléments de la structure, troisième chapitre on l'a consacré au calcul des éléments secondaires leur ferrailage, quatrième avec le logiciel sap 2000 on a modélisé notre structure pour avoir la réponse sismique de la structure, ainsi avoir les différentes sollicitations des éléments porteurs, cinquième, après obtention des différents sollicitations on a calculé et ferrillé les éléments porteurs, et pour terminer ce projet on a calculé l'infrastructure qui fait l'objet de ce dernier chapitre.