

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures*

Thème

*Etude d'une Structure en R+7 à usage d'habitation et commercial
à contreventement mixte*

Réalisé par :

Mer : KEDDAR MOUNIR

Mer : YOUS ADEL

Encadré par :

Méme SEGHIR

Membre de jury :

Méme : CHIKH AMER

Mer : SERIKMA

Promotion 2015

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et la patience pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Méme Seghir à ses orientations. On remercie également Halim Mehani qui nous a aidé.

A la fin, Nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

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 jusqu'à la frontière de l'imagination :
A mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Ames frères.

A ma sœur.

A mes proches.

Pour les familles : YOUS, OUCHENI, KEDDAR,

*A tous mes amis, en particulier : Abdenour , Bilal , Mounir,
Hicham , Amer , Hamid, Yasmine, Hama, Rabie .*

A mon binôme : KEDDAR MOUNIR.....

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2010.

ADEL

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن
مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والفؤاد لن
ينساهم.

عادل

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 jusqu'à la frontière de l'imagination :
A 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.*

*A mon petit frère MEHDI.
A mes sœurs. MOUNIA ET MERJEM
A mes proches.
Pour les familles : KEDDAR, OUBERNINE, KASDI,
YOUS.*

*A tous mes amis, en particulier : Abdenour , Bilal , Mounir,
Hicham , Amer , Hamid , Yasmine, Hama, .
A mon binome : YOUS ADEL.....
A tous mes enseignants.
A toute la promotion 2010.*

MOUNIR

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن
مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والفؤاد لن
ينساهم.*

منير

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales	1
I.3 Données du site	1
I.4 Définition des éléments de l'ouvrage	1
I.5 Règlements et normes utilisés	1
I.6 Les états limites	2
I.7 Hypothèses de calcul	2
I.8 Les actions	2
I.9 Les matériaux	4
I.10 Conclusion.....	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	11
II.1 Pré dimensionnement des éléments	11
II.2 Evaluation des charges et des surcharges	22
II.3 Descente de charge (DTR B.C.22)	28
II.3.1 Descente de charge pour le poteau P1 (cages des escaliers).....	29
II.3.2 Descente de charge pour le poteau P2 (poteau de rive).....	34
II.4 Vérification du poteau le plus sollicité	34
Conclusion.....	37

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Introduction	38
III.1 Etude des planchers.....	38
III.2 Etude de l'acrotère	62
III.3 Etude des dalles pleines	67
III.4 Ferrailage des escaliers	71
III.5 Calcul de la poutre palière de l'étage courant et du RDC.....	81
III.6 Cage d'ascenseur.....	86

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Introduction	92
IV.1 Méthode statique équivalente	92
IV.2 Les méthodes dynamiques.....	95
IV.3 Disposition des voiles.....	96
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT 2011 ...	97
Conclusion.....	104

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Introduction	105
V.1 Etude des Poteaux.....	105
V.2 Etude des Poutres	113
V.3 Etude des Voiles	122
Conclusion.....	128

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	129
VI.1 Etude des fondations.....	129
VI.2 Ferrailage	133
VI.2.1 La dalle du radier	133
VI.2.2 Calcul des nervures	136

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Les plans de la structure

Liste des figures

Fig I.1. Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton	5
Fig I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU	7
Fig I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	9
Fig II.1. Plancher à corps creux	11
Fig II.2. Schéma d'une poutrelle	12
Fig II.3.2 Schéma de la disposition des poutrelles pour étages courants	13
Fig II.4. dalle sur trois appuis	13
Fig II.5. Schéma de l'escalier	14
Fig II.6. Escalier à trois volées	14
Fig II.7. Vue en plan des escaliers d'étages courants	15
Fig II.8. Schéma statique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.	15
Fig II.9. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	16
Fig II.10. Vue en plan des escaliers de RDC.	17
Fig II.11. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée de RDC	18
Fig II.12. L'acrotère	18
Fig II.13. Coupe sur un voile	19
Fig II.14. Hauteur libre d'étage	20
Fig II.15. Coupe verticale d'un plancher terrasse.	21
Fig II.16. Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux).	22
Fig II.17. Coupe transversale de la dalle pleine	23
Fig II.18. Coupe verticale d'un mur extérieur.	24
Fig II.19. Coupe verticale d'un mur intérieur.	24
Fig II.20. La position des poteaux choisis pour la descente de charge	25
Fig II.21. Surface qui revient au poteau P1	28
Fig II.22. Surface qui revient au poteau P1	29
Fig III.1 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	34
Fig III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.	38
Fig III.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	38
Fig III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées	39
Fig III.5. Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant)	39
Fig III.6. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant)	42
Fig III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	44
Fig III.8. l'acrotère	61
Fig III.9. Les sollicitations sur l'acrotère	62
Fig III.10. Section à ferrailer	63
Fig III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère	64
Fig III.12. Dalle sur trois appuis.	67
Fig III.13. Schéma statique.	67
Fig III.14. schéma statique	68
Fig III.15. Schéma de ferrailage du balcon	68
Fig III.16. Schéma statique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.	71
Fig III.17. Schéma statique des charges sur l'escalier	71
Fig III.18. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée d'étage courant	72
Fig III.19. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	75
Fig III.20. Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée	76
Fig III.21. Schéma statique de la 1 ^{ère} de RDC	77

Fig III.22. <i>..Schéma statique des charges sur l'escalier</i>	78
Fig III.23. <i>Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de RDC</i>	78
Fig III.24. <i>Schéma statique de la poutre brisée de l'escalier</i>	80
Fig III.25. <i>Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier</i>	82
Fig III.26. <i>Schéma statique et concept d'ascenseur</i>	85
Fig III.27. <i>Diffusion des charges dans le feuillet moyen.</i>	86
Fig III.28. <i>Ferrailage de la salle machine.</i>	86
Fig IV.1.1. <i>Spectre de réponse selon XX</i>	91
Fig IV.1.2. <i>Spectre de réponse selon YY</i>	96
FigIV.2. <i>Dispositions des voiles</i>	96
FigIV.3.a. <i>1^{ère} mode de déformation</i>	97
FigIV.3.b. <i>2^{ème} mode de déformation</i>	97
Fig IV.3.c. <i>3^{ème} mode de déformation (Torsion autour de z-z)</i>	97
Fig V.1. <i>Zone nodale</i>	98
Fig V.2. <i>2U superposés (avec alternance dans l'orientation)</i>	105
FigV.3. <i>La zone nodale</i>	114
FigV.4. <i>Disposition constructive des armateurs dans les poutres</i>	119
FigV.5. <i>Schéma de ferrailage des poutres de RDC</i>	121
FigV.6. <i>Disposition des armatures dans les voiles</i>	122
FigV.7. <i>Schéma d'un voile pleine.</i>	123
Fig V.8. <i>Schéma de ferrailage de voile // x-x pour les étages 4,5et 6</i>	125
FigVI.1. <i>Schéma de ferrailage de la dalle de radier</i>	128
FigVI.2. <i>Sollicitations sur les nervures selon x-x</i>	136
Fig VI.3. <i>Sollicitations sur les nervures selon y-y</i>	137
Fig VI.4. <i>section à ferrailer</i>	138
Fig VI.5. <i>Schéma de ferrailage de la nervure</i>	139
	140

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1: f_e en fonction du type d'acier.	8
Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	10
Tableau II.1. Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible	22
Tableau II.2. Évaluation des charges sur le plancher courant	23
Tableau II.3. Évaluation des charges sur les dalles pleine (balcons).	24
Tableau II.4. Évaluation des charges des murs extérieurs	25
Tableau II.5. Évaluation des charges des murs intérieurs	25
Tableau II.6. Évaluation des charges de la 1 ^{ère} volée d'étages courants et la 3 ^{ème} volée de tous les niveaux	26
Tableau II.7. Évaluation des charges de la 1 volée de RDC	26
Tableau II.8. Évaluation des charges de la 2 ^{ème} volée.	27
Tableau II.9. Evaluation des charges du palier	27
Tableau II.10. Poids propre des poteaux	30
Tableau II.11 Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1.	32
Tableau II.12. Résultat de vérification à la compression simple	34
Tableau II.13. Résultat de vérification au flambement pour le poteau P1	36
Tableau II.14. . Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P1	36
Tableau II.15. Vérification de l'effort normal réduit	37
Tableau II.16. Vérification de l'effort normal réduit.	37
Tableau III.1. Différent types des poutrelles	41
Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles	42
Tableau III.3. Sollicitation des poutrelles de l'étage courant (Type 4)	46
Tableau III.4. Sollicitation des poutrelles des planchers courants et RDC (Type T5)	46
Tableau III.5. Sollicitation des poutrelles de planchers courants et RDC (Type T6)	47
Tableau III.6. Sollicitation des poutrelles de planchers courants et RDC (Type T1)	47
Tableau III.7. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 4)	48
Tableau III.8. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T5)	48
Tableau III.9. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T6)	48
Tableau III.10. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T1)	49
Tableau III.11. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 2)	49
Tableau III.12. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 3)	49
Tableau III.13. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles	49
Tableau III.14. Ferrailage des poutrelles des étages courant et RDC	59
Tableau III.15. Vérification au cisaillement	59
Tableau III.16. Vérification des états limite de compression du béton	59
Tableau III.17. Vérification des états limite de la déformation	60
Tableau III.18. Schéma de ferrailage de différentes poutrelles	60
Tableau III.19. Combinaison d'action de l'acrotère	63
Tableau III.20. Tableau de ferrailage de la 1 ^{ère} volée d'étage courant.	73
Tableau III.21. Tableau de ferrailage de la 1 ^{ère} volée des courants.	73
Tableau III.22. Vérification de la flèche à l'E.L.S	74
Tableau III.23. Tableau de ferrailage de la 1 ^{ère} volée d'étage courant.	79

Liste des tableaux

Tableau III.24. <i>Tableau de ferrailage de la 1^{ère} volée des courants.</i>	79
Tableau III.25. <i>Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis</i>	82
Tableau III.26. <i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	84
Tableau III.27. <i>Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur</i>	88
Tableau III.28. <i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	89
Tableau IV.1. <i>Valeurs des pénalités P_q</i>	93
Tableau IV.2. <i>Période et taux de participation.</i>	98
Tableau IV.3. <i>Charges verticales reprises par les portiques et voiles</i>	99
Tableau IV.4. <i>Charges horizontales reprises par les portiques et voiles selon le sens xx</i>	100
Tableau IV.5. <i>Charges horizontales reprises par les portiques et voiles selon le sens yy</i>	101
Tableau IV.6. <i>Vérification de la résultante des forces</i>	101
Tableau IV.7. <i>Vérification des déplacements selon xx</i>	102
Tableau IV.8. <i>Vérification des déplacements selon y-y</i>	102
Tableau IV.9. <i>Vérification des effets P-Δ.</i>	103
Tableau IV.10. <i>Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.</i>	104
Tableau V.1. <i>Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99</i>	106
Tableau V.2. <i>Sollicitations dans les poteaux</i>	107
Tableau V.3. <i>Armatures longitudinales des poteaux</i>	108
Tableau V.4. <i>Armatures transversales des poteaux</i>	109
Tableau V.5. <i>Vérification au flambement des poteaux.</i>	110
Tableau V.6. <i>Vérification des contraintes dans le béton.</i>	111
Tableau V.7. <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	111
Tableau V.8. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.</i>	115
Tableau V.9. <i>ferrailage des poutres principales</i>	116
Tableau V.10. <i>ferrailage des poutres secondaires</i>	116
Tableau V.11. <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i>	118
Tableau V.12. <i>Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.</i>	118
Tableau V.13. <i>Moment résistant dans les poteaux</i>	120
Tableau V.14. <i>Moment résistant dans les poutres.</i>	120
Tableau V.15. <i>Vérification de la zone nodale.</i>	121
Tableau V.16. <i>Sollicitation maximale dans les voiles // x-x ($l=1,6m$) à tous les niveaux</i>	124
Tableau V.17. <i>Sollicitation maximale dans les voiles // x-x ($l=4m$) à tous les niveaux</i>	124
Tableau V.18. <i>Sollicitation maximale dans les voiles // y-y ($l=2,58m$) à tous les niveaux</i>	124
Tableau V.19. <i>Sollicitation maximale dans les voiles // y-y ($l=3,47m$) à tous les niveaux</i>	124
Tableau V.20. <i>Ferrailage des voiles // à x-x' ($l=1.60m$) dans tous les niveaux</i>	125
Tableau V.21. <i>Ferrailage des voiles // à x-x' ($l=4.00m$) dans tous les niveaux</i>	126
Tableau V.22. <i>Ferrailage des voiles // à y-y' ($l=2.58m$) dans tous les niveaux</i>	126
Tableau V.23. <i>Ferrailage des voiles // à y-y' ($l=3.47m$) dans tous les niveaux</i>	127
	127

Liste des tableaux

Tableau VI.1. <i>Résumé des résultats de ferrailage de la dalle de radier</i>	134
Tableau VI.2. <i>Vérification des contraintes de la dalle de radier</i>	134
Tableau VI.3. <i>Ferrailage à ELS de radier</i>	135
Tableau VI.4. <i>Vérification des contraintes de la dalle de radier</i>	135
Tableau VI.5. <i>Charges transmises aux nervures selon x-x de radier à l'ELU</i>	137
Tableau VI.6. <i>Charges transmises aux nervures selon x-x de radier à l'ELS.</i>	137
Tableau VI.7. <i>Charges transmises aux nervures selon y-y de radier à l'ELU</i>	138
Tableau VI.8. <i>Charges transmises aux nervures selon y-y de radier à l'ELS</i>	138
Tableau VI.9. <i>Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier</i>	139
Tableau VI.10. <i>Vérification des contraintes des nervures de radier.</i>	140

Liste des tableaux

--	--

Liste des tableaux

--	--

Liste des tableaux

--	--

Liste des tableaux

Symboles et notations

1. Notation

1.1 Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young différé à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I	: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
G	: Charge permanente
Q	: Charge d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
W	: Résultante des actions du vent

1.2 Minuscules Romaines

a	: Largeur d'un poteau
a' (ou b')	: Dimension d'une fondation
b	: Largeur d'une poutre, ou d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d')	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jour
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre

Symboles et notations

h_t	: Hauteur totale du plancher
i	: Rayon de giration d'une section
j	: Nombre de jours de maturité du béton
l	: Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
l_s	: Longueur de scellement droite
l_f	: Longueur de flambement
η	: Coefficient d'équivalence acier-béton
q	: Charge permanente unitaire
s_t	: Espacement des armatures transversales
u	: Périmètre
x	: Abscisse
y	: Ordonnée
y_s	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion

1.3 Minuscules grecs

α	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha)
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\xi_{bc\ max}$: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)
ξ_{sc}	: Déformation des armatures comprimées
ξ_{st}	: Déformation des armatures tendues
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta)
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (mu)
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU
ν	: Coefficient de poisson (nu)
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)
σ	: Contrainte normale (sigma)
$\sigma_{bc\ max}$: Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés
τ	: Contrainte tangente (tau)
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	: Contrainte d'adhérence
φ	: Coefficient de fluage (phi)

Symboles et notations

ϕ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale
ϕ_t	: Diamètre d'une armature transversale
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

2. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée

cm² : Section d'acier

m² : Section

KN(N, MN) : Charge ponctuelle

KNm⁻¹(Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique

KNm⁻²(Nm⁻², MNm⁻²) : Charge surfacique

KNm⁻³(Nm⁻³, MNm⁻³) : Charge volumique

KNm : Moment

MPa(Pa, kPa) : Contrainte

Une conversion bien utile :

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$$

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte

$$1 \text{ bar} = 1 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{et} \quad 10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$$

Introduction générale

L'objectif principal de toute étude génie civil est de calculer et vérifier la résistance des différents éléments d'un ouvrage pour assurer la bonne transmission des efforts au sol et la résistance aux sollicitations qu'il aura à supporter durant sa réalisation et tout au long de son exploitation. Le souci de sécurité ne peut être atteint qu'en étudiant l'ouvrage suivant les règles de l'art.

L'ouvrage qui l'objet de notre étude est un bâtiment de R+7 à ossature mixte, présentant une régularité en plan ainsi qu'en élévation dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et tirer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91 modifiée 99, le RPA99/version2003 et CBA93.

Les vérifications à la sécurité et au service des éléments ont également été effectuées, elles concernent essentiellement les points suivants :

- La vérification de l'effort tranchant à la base.
- L'effet de la torsion accidentelle.
- Effet P- Δ
- Etat limite des déplacements inter-étage.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+7**, à usage multiples (commerces au RDC et habitation aux autres niveaux). Cet ouvrage est implanté à **kherrata** dans la wilaya de **Bejaia** qui est classée selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.2) en **zone IIa** (zone de moyenne sismicité)

I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales:

- Hauteur totale du bâtiment : 25,5 m.
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- La largeur du bâtiment : 16.48 m.
- La longueur du bâtiment : 29.02 m.

I.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **BEJAIA**, zone classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1.5$ bars

I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

♦ **Ossature** : En se référant au *RPA 99 version 2003* qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte.

♦ **Les planchers** : Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

♦ **Les escaliers** : Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

♦ Les éléments de remplissage :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparée une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

♦ **La terrasse** : Notre projet comporte une terrasse inaccessible au dernier niveau.

♦ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnés dans les plans d'architecture. Sa hauteur et de 60cm.

♦ **Les balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

♦ **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recoure au :

- ♦ RPA99 /version 2003.

◆ CBA93.

◆ DTR B.C.2.2.

◆ BAEL91/version 99.

I.6. Les états limites : un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

a) Etat limite ultime(ELU) : qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service(ELS) : qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.7. Hypothèses de calcul :

◆ **E.L.U** : Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont : conservation des sections planes.

- 1- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 2- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 3- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraintes déformations $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

◆ **E.L.S** : Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence

acier-béton.

- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.8. Les actions :

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.8.1. Les différents types d'actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles 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 et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisent rarement, dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes (E).
 - Les explosions
 - Les feux.

I.8.2. Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_{1i}$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_{2i}$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.9. Les matériaux :

♦ **Béton** : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

a) Résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} < 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

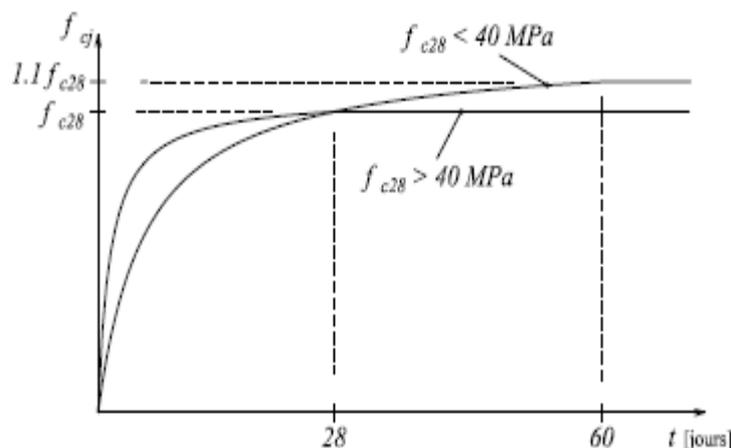


Fig I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour : $j = 28$ jours on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{adm} = \left\{ \begin{array}{ll} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_{adm} = \left\{ \begin{array}{ll} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

e) Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- **Module de déformation longitudinale instantanée (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées 99)**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée**

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

$$E_{vj} = (1/3) \times E_{ij} \text{ (MPa)}$$

f) Module de déformation transversale

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

Avec :

E : Module de Young ;

ν : Coefficient de poisson.

g) Coefficient de poisson

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

ELU : $\nu = 0$

ELS : $\nu = 0,2$

f) Diagramme contraintes déformations

Le Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}) est représenté sur la fig II.2

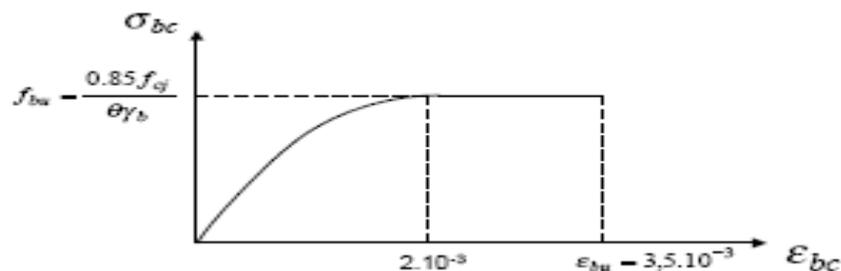


Fig.I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Avec :

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b & \text{si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5(\text{cas courants}) \\ 1.15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

◆ Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec

$f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

- **Résistance caractéristique de l'acier**

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

- **Contraintes limites σ_s**

- ✓ **A l'ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

- ✓ **A l'ELS :** BAEI91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f_e, \max (240, 110(\eta \times f_{tj})^{1/2})) \text{ [MPa]}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\begin{cases} \eta=1 & \text{: pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 & \text{: pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

- **Principales armatures utilisées**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000\text{MPa}$.

- **Diagramme des contraintes déformations pour les aciers**

Le diagramme se compose de deux parties : CBA93 (article A.2.2.2)

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2 \times 10^5$ MPA indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

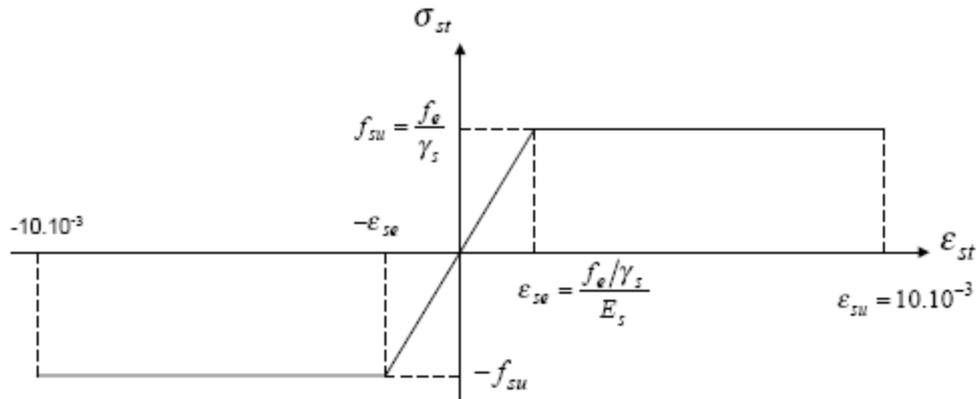


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s : est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s : est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

Conclusion :

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

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2	
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19	
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39	
Acier	Module d'élasticité	2×10^5	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400	
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/	
		*FN	240
		*FTN	176

Tableau.I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

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, on distingue :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et rampes.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99/version2003*, le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Éléments secondaires

II.1.1.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

- **Planchers à corps creux**

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du *CBA 93* (*ArtB.6.8.4.2.4*) suivant :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t : Hauteur du plancher.

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles (voir *fig. II.1*)

D'où : $h_t \geq \frac{402-30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 17,33\text{cm}$

Donc on adopte un plancher de hauteur $h_t = 20\text{cm}$ avec :

- $h_{cc} = 16\text{cm}$: La hauteur du corps creux.
- $h_{ddc} = 4\text{cm}$: La hauteur de la dalle de compression.

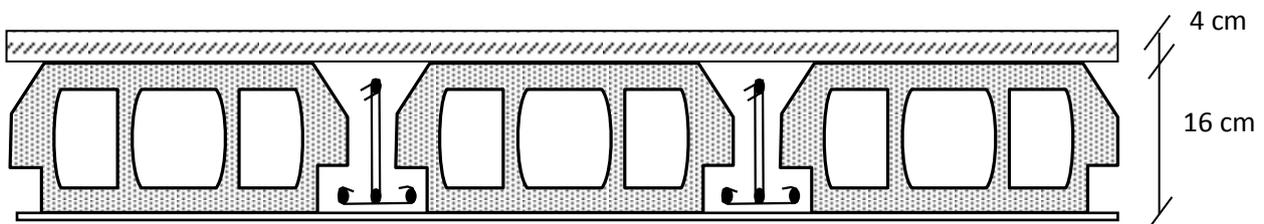


Fig II.1. Plancher à corps creux.

- **Les poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Dans cette structure les poutrelles sont disposées selon le première critère comme indiqué sur la figure II.2 Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues semi encastées, elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale à :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc} = 20\text{cm}$$

Avec :

h_{cc} : Hauteur de cours creux.

h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la relation suivante :

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

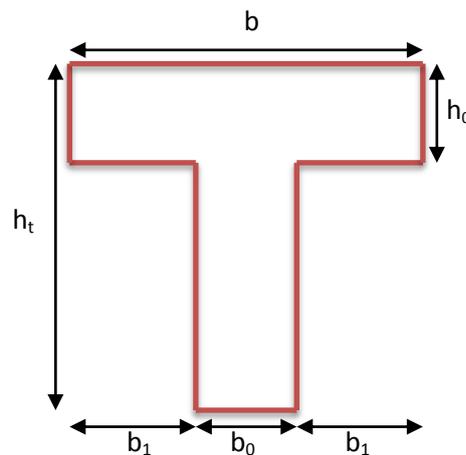


Fig. II.2. Schéma d'une poutrelle

Avec :

- L_x : L'entre nus des poutrelles, ($L_x = 55\text{cm}$)
- L_y : La distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.
 $L_x = 55\text{cm}$, $L_y = 237\text{cm}$

- h_t : Hauteur totale de la poutrelle
- h_0 : Epaisseur de la dalle de compression
- b : Largeur de la table de compression
- b_0 : Largeur de la nervure, la valeur de b est prise entre 8 et 12 cm
Soit : $b_0 = 10\text{ cm}$

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}, \frac{207}{10}\right) \right] + 10 \Rightarrow b \leq 51.4\text{cm}$$

Soit $b = 51.4\text{cm}$

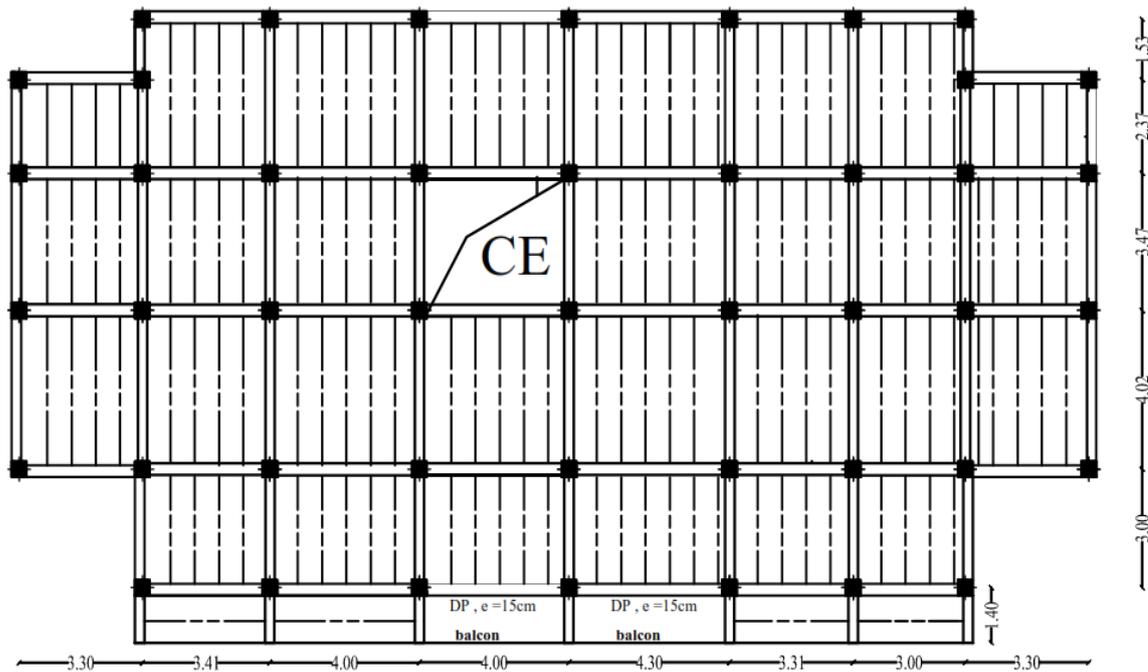


Fig. II.3.2. Schéma de la disposition des poutrelles pour étages courants

• Planchers à dalle pleines

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

✓ Résistance au feu

- $e \geq 07\text{cm} \Rightarrow 1$ heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm} \Rightarrow 2$ heure de coupe-feu
- $e \geq 17.5\text{cm} \Rightarrow 4$ heure de coupe-feu

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

✓ Résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle qui repose sur trois appuis ou quatre appuis.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{L_x}{35}$ Pour une dalle sur un seul appui.

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Notre projet compose sur un seul type de dalle pleine (balcon)

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2,66 \leq e \leq 3$$

On a $e \geq 11\text{cm} \Rightarrow 2$ heures de coupe-feu

Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

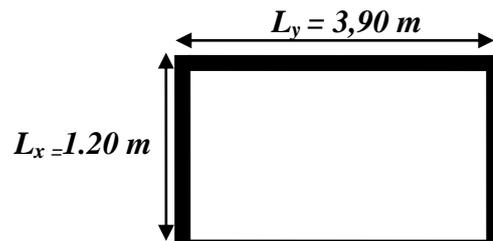


Fig. II.4: dalle sur trois appuis.

II.1.1.2. Les escaliers

L'escalier est un élément d'ouvrage qui permet de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

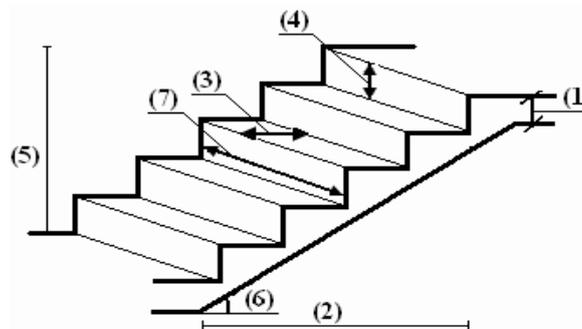


Fig. II.5 : Schéma de l'escalier

- ✓ (1) e (Epaisseur du palier de repos)
- ✓ (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- ✓ (3) : g (Giron)
- ✓ (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- ✓ (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- ✓ (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- ✓ (7) : (Emmarchement)

Dans notre projet on distingue un seul type d'escaliers :

Escaliers droits à trois volées au niveau de la cage d'ascenseur (figII.6).

Palier intermédiaire

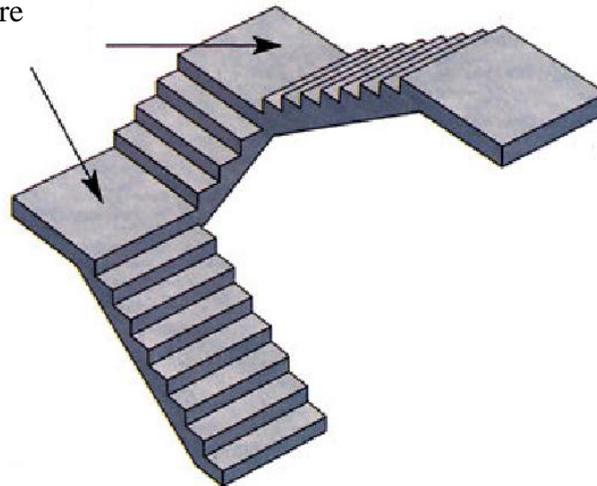


Fig. II.6. Escalier à trois volées

• **Pré dimensionnement des escaliers**

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

- 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:

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = H/n \\ g = l_0 / (n - 1) \end{array} \right.$$

- H : hauteur de la volée.
- L_0 : longueur projetée de la volée.
- n : nombre de contre marches.
- $n - 1$: nombre de marches.

• **Escaliers d'étages courants**

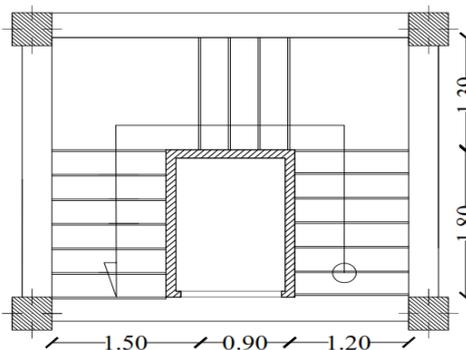


Fig. II.7. Vue en plan des escaliers d'étages courants.

➤ Première et troisième volée

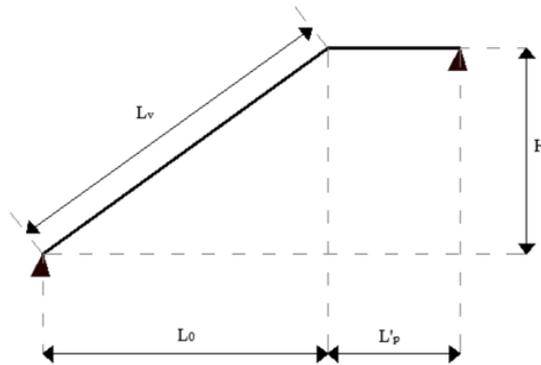


Fig. II.8. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée.

- H : La hauteur de la volée.
- L_v : Longueur de la volée.
- L_p : Longueur du palier d'arrivée.

• Epaisseur de la pailasse

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

Avec :

- $L_p = 1,39\text{m}$
- $L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L_v = \sqrt{1,80^2 + 1,19^2} = 2,15\text{m}$
- $L = 2,15 + 1,39 \Rightarrow L = 3,54\text{m}$

- $\frac{354}{30} \leq e \leq \frac{354}{20} \rightarrow 11,80\text{cm} \leq e \leq 17,70\text{cm}$ Condition de la flèche.
- $e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe –feu

On opte : $e = 16\text{cm}$

• Calcul de nombre de marches et de contremarches

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 119 + 180)n + 2 \times 119 = 0$$

$$64 n^2 - 482n + 238 = 0$$

En résolvant cette équation on obtient :

- Le nombre de contremarche est $n = 7$
- Le nombre de marche est : $n-1 = 6$

• Calcul de girant (g) et de contremarche (h)

$$g = L_0/n-1 = 180/6 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 119/7 = 17\text{cm}$$

➤

➤ Deuxième volée

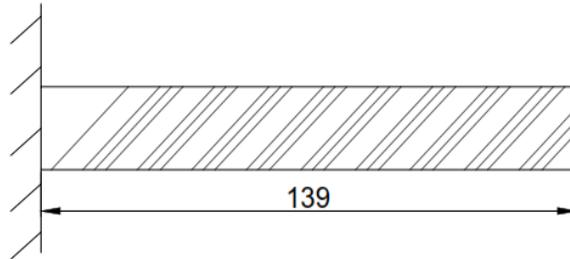


Fig. II.9. Schéma statique de la 2^{ème} volée

• Epaisseur de la pailleasse

La longueur développée est : $L = L_v$

Avec $L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L_v = \sqrt{0,90^2 + 0,68^2} = 1,12\text{m}$

Donc $L = 1,12\text{m}$

- $e \geq \frac{112}{20} \rightarrow e \geq 5,60\text{cm}$Condition de la flèche.
- $e \geq 11\text{cm}$Pour deux heures de coupe –feu

On opte : $e = 12\text{cm}$

• Escaliers de RDC

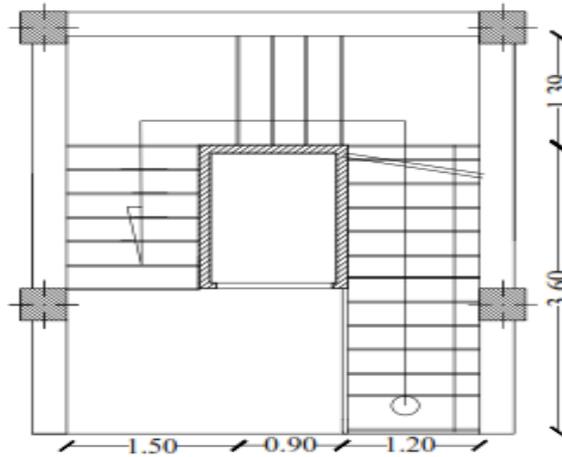


Fig. II.10. Vue en plan des escaliers de RDC.

➤ Première volée

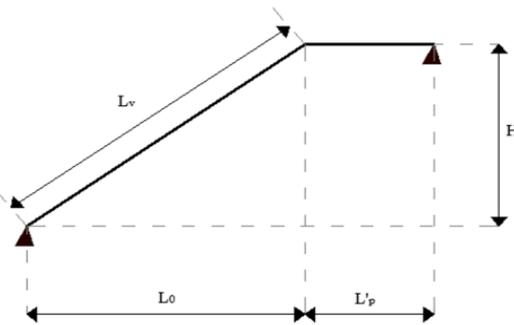


Fig. II.11. Schéma statique de la 1^{ère} volée de RDC.

• Epaisseur de la paillasse

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

Avec :

- $L_p = 1,39\text{m}$
- $L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L_v = \sqrt{3,60^2 + 2,21^2} = 4,22\text{m}$

$L = 4,22 + 1,39 \Rightarrow L = 5,61\text{m}$

- $\frac{561}{30} \leq e \leq \frac{561}{20} \rightarrow 18,70\text{cm} \leq e \leq 28,05\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition de la flèche.
- $e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots$ Pour deux heures de coupe – feu

On opte : $e = 20\text{cm}$

• Calcul du nombre de marches et de contremarches

$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$
 $64 n^2 - (64 + 2 \times 221 + 360)n + 2 \times 221 = 0$
 $64 n^2 - 866n + 442 = 0$

En résolvant cette équation on obtient :

- Le nombre de contremarche est $n = 13$
- Le nombre de marche est : $n-1 = 12$

- **Calcul du girant (g) et de contremarche (h)**

$$g = L_0/n-1 = 360/12 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 221/13 = 17\text{cm}$$

- **Deuxième et troisième volée**

On a les mêmes dimensions avec les autres niveaux, donc soit :

- Pour la deuxième volée

$$e = 12\text{cm}, n = 4, g = 30\text{cm}, h = 17\text{cm}$$

- Pour la troisième volée

$$e = 16\text{cm}, n = 7, g = 30\text{cm}, h = 17\text{cm}$$

II.1.1.3. L'acrotère

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

$H = 60\text{cm}$.

Donc :

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 685\text{cm}^2 \rightarrow S = 0,0685\text{m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère

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

S : Surface de l'acrotère

$$G = 25 \times 0,0685 \rightarrow G = 1,713 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment

- Enduit extérieur : (e=1.5cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_t = G + G_1 + G_2 = 1,73 + 0,18 + 0,24 = 2,133 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G_t = G + G_1 + G_2 = 1,713 + 0,18 + 0,24 = 2,133 \text{ KN/ml}$$

II.1.2. Éléments structuraux

II.1.2.1. Les poutres

➤ Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le *BAEL 91* leur hauteur est donnée selon la condition suivante : $\frac{l_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{l_{max}}{10}$

Avec :

- h_{pp} : Hauteur de la poutre principale

- l_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis, ($l_{max} = 430 - 40 = 390\text{cm}$)

$$\text{Donc : } \frac{390}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26\text{cm} \leq h_{pp} \leq 39\text{cm} \rightarrow \text{soit } h_{pp} = 35\text{cm}$$

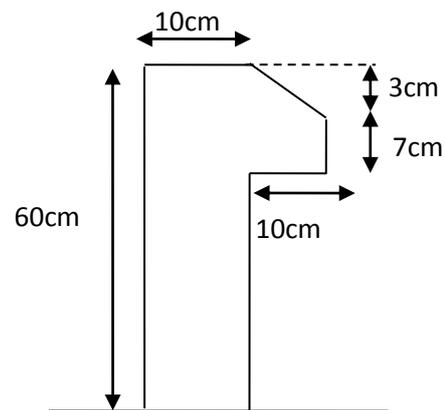


Fig. II.12: l'acrotère

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \dots\dots\dots vérifiée \\ h_{pp} \geq 30cm \dots\dots\dots vérifiée \\ 0,25 \leq h_{pp}/b \leq 4 \rightarrow 0,25 \leq 35/30 \leq 4 \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

➤ **Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon la condition suivante : $\frac{l_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{l_{max}}{10}$

Avec :

- h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.
- l_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis, ($l_{max} = 402 - 40 = 362cm$)

Donc : $\frac{362}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{362}{10} \rightarrow 24,13cm \leq h_{ps} \leq 36,2cm \rightarrow$ soit $h_{ps} = 30cm$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (25 \times 30)cm^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \dots\dots\dots vérifiée \\ h_{ps} \geq 30cm \dots\dots\dots vérifiée \\ 0,25 \leq h_{ps}/b \leq 4 \rightarrow 0,25 \leq 30/20 \leq 4 \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

II.1.2.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

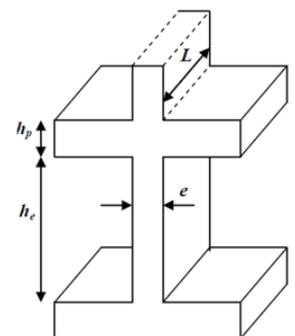


Fig.II.13. Coupe sur un voile

$$\begin{cases} e \geq 15cm \\ e \geq h_e/20 \dots\dots\dots RPA99/2003 \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

• Pour RDC

$$h_e = 408 - 20 = 388cm \rightarrow e \geq 388/20 \rightarrow e \geq 19,40cm$$

• Pour les étages courants

$$h_e = 306 - 20 = 286 \rightarrow e \geq 286/20 \rightarrow e \geq 14,30cm$$

En conclusion, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.1.2.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

RPA99/v2003(art7.4.1)

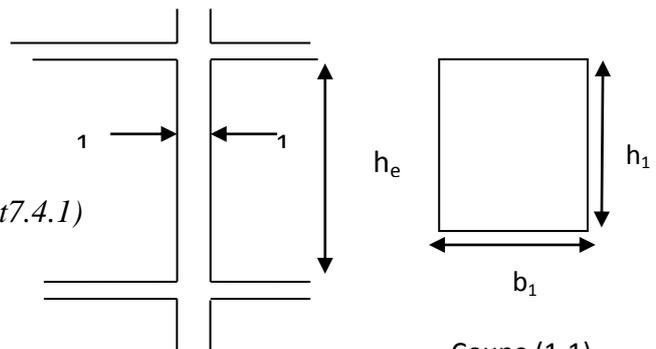


Fig. II.14 Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06m$ Pour les étages courants.

$h_e=4,08$ Pour le RDC

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

$(b_1 \times h_1) = (35 \times 45)cm^2$ Pour RDC et 1^{ère} étages.

$(b_1 \times h_1) = (35 \times 40)cm^2$ Pour le 2^{ème} et 3^{ème} étages.

$(b_1 \times h_1) = (30 \times 35)cm^2$ Pour le 4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} étages.

$(b_1 \times h_1) = (30 \times 30)cm^2$ Pour le 7^{ème} et dernier étages.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le DTR B.C.2.2.

• Les planchers

a) Plancher terrasse (inaccessible)

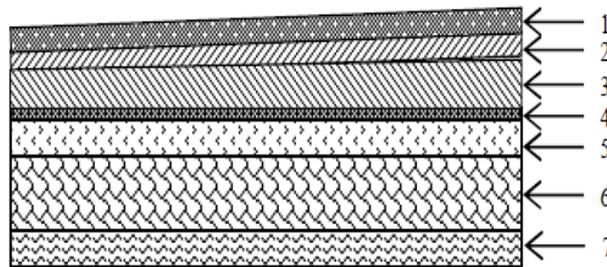


Fig II-15 Coupe verticale d'un plancher terrasse.

Tableau II.1. Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Feuille polyâne	/	/	0,01
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,85
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				Σ = 5,88

- La charge permanente totale estimée est : $G = 5,88 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

b) Plancher corps creux

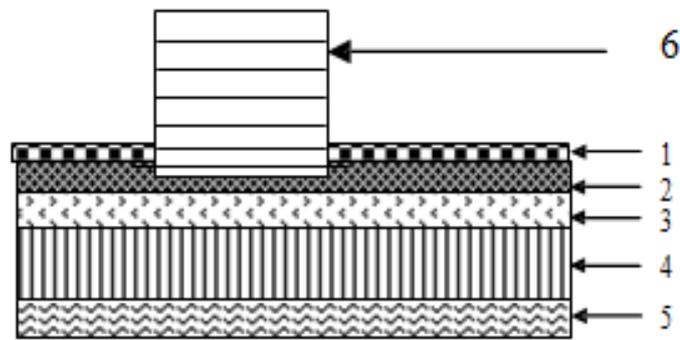


Fig II-16 Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2. Évaluation des charges sur le plancher courant

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit sous plafond	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	9	0,90
				Σ = 5.61

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.61 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant est estimée à : **Q = 1.5 KN/m²**

C) Plancher dalle pleine (balcon)

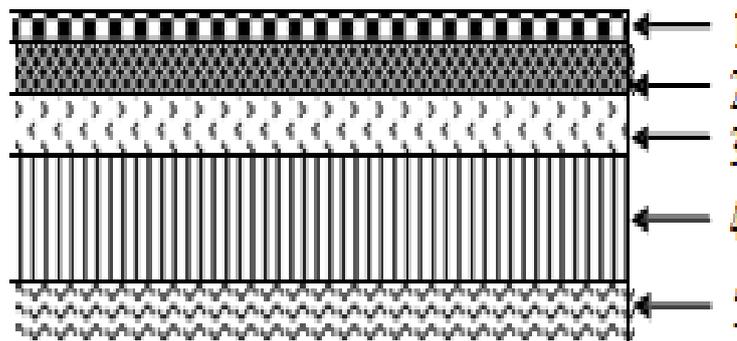


Fig II-17 Coupe transversale de la dalle pleine.

Tableau II.3. Évaluation des charges sur les dalles pleine (balcons).

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Couche de sable	0.02	22	0,44
4	Dalle pleine	0.15	25	03,75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 5.19

- La charge permanente totale estimée est : **G = 5.19 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleine (balcons) est estimée à : **Q = 3.5 KN/m²**

➤ Murs extérieurs

En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.

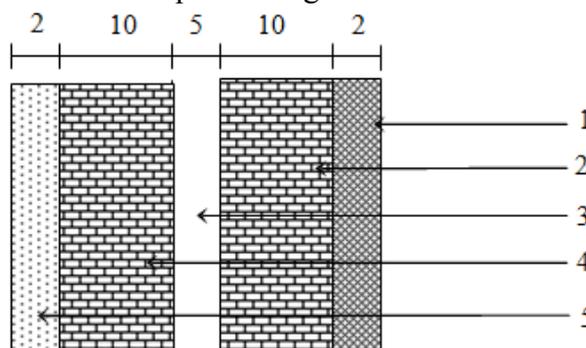


Fig II-18 Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.4. Évaluation des charges des murs extérieurs

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Ame d'air	05	/	0,00
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 2.36

La charge permanente totale est estimée à : **G = 2.36 KN/m²**.

➤ **Murs intérieurs** : En briques creuses de 10cm d'épaisseur

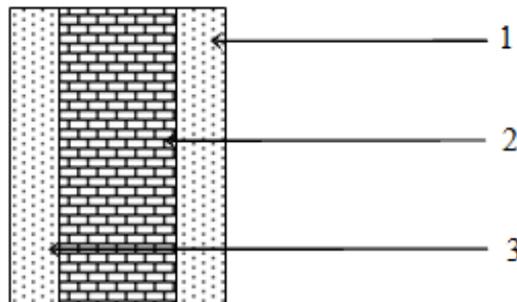


Fig II-19 Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.5. Évaluation des charges des murs intérieurs

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				Σ = 1.30

➤ Les escaliers

Tableau II.6. Évaluation des charges de la 1^{ère} volée d'étages courants et la 3^{ème} volée de tous les niveaux.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Matière de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	22	0.66
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
5	Marches	0.17/2	25	2.125
6	Paillasse	0.16	16/cos α	4.79
				Σ = 8.78

La charge permanente totale : **G = 8.78KN/m²**.

D'après le **DTR BC 2.2 (Art 7-2-1)** la surcharge d'exploitation pour un escalier a usage d'habitation est: **Q = 2.5 KN/m²**.

Tableau II.7. Évaluation des charges de la 1 volée de RDC

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Matière de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	22	0.66
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
5	Marches	0.17/2	25	2.125
6	Paillasse	0.20	20/cos α	5.87
				Σ = 9.85

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 9.85 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.8. Évaluation des charges de la 2^{ème} volée.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Matière de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	22	0.66
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
5	Marches	0.17/2	25	2.125
6	Paillasse	0.12	12/cos α	3.76
				Σ = 7.75

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 7.75 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.9. Evaluation des charges du palier.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	22	0.66
4	Dalle en BA	0.20	25	5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 6.86

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 6.86 \text{ KN/m}^2$.

- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour un escalier à usage d'habitation est: **Q = 2.5 KN/m²**.

II.3. Descente de charge (DTR B.C.22)

On a les différentes surcharges, la loi de dégression est :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

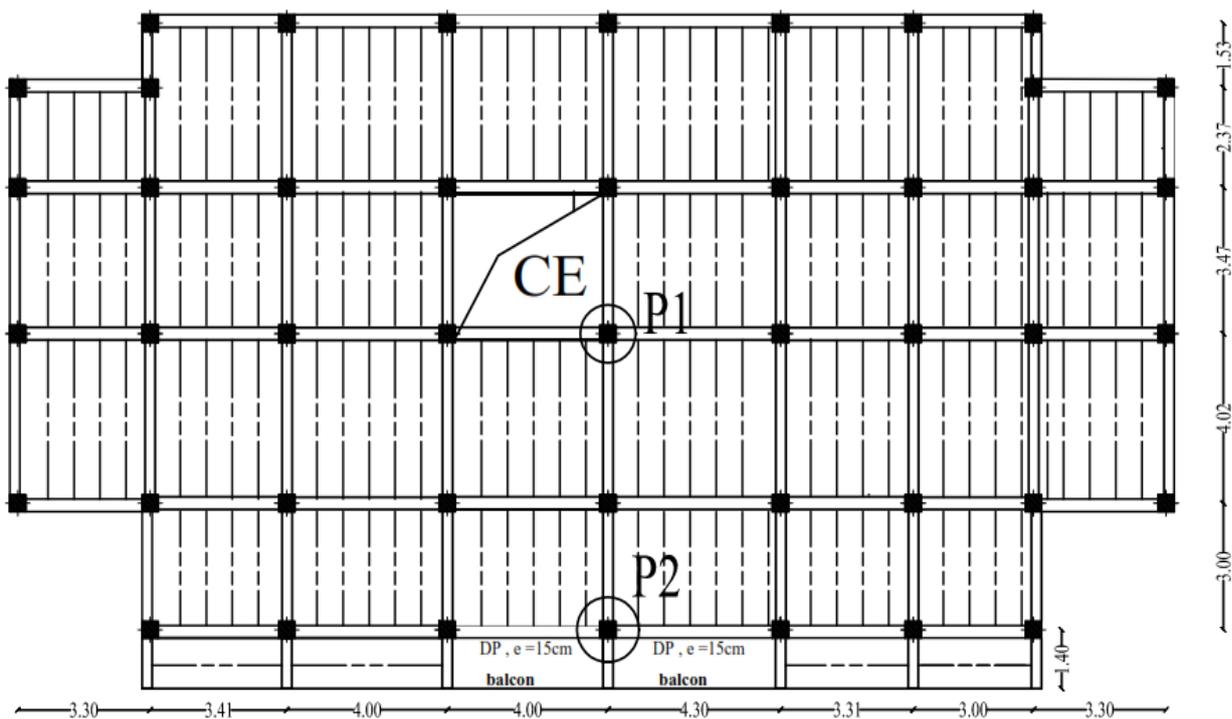
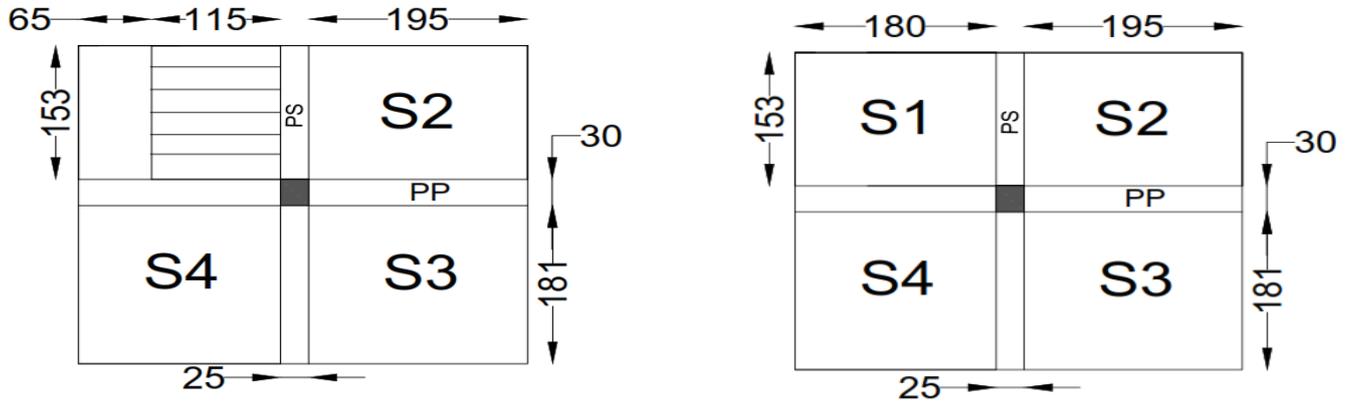


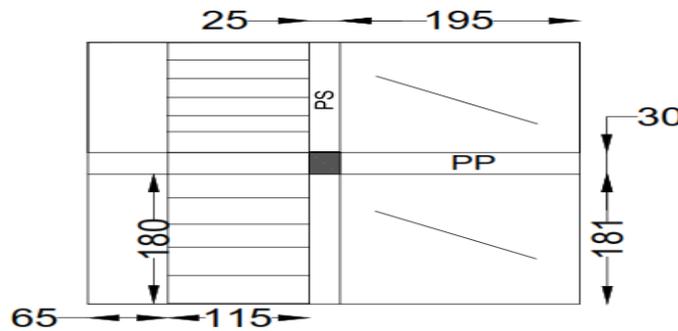
Fig. II.20. La position des poteaux choisis pour la descente de charge

II.3.1 Descente de charge pour le poteau P1 (cages des escaliers)



Niveau d'étage courant

Niveau plancher terrasse inaccessible



Niveau plancher RDC

Fig. II .21. Surface qui revient au poteau P1

- Poutres Principales (30×35) cm
- Poutres Secondaires (25×30) cm

II.3.1.1. Calcul de la surface afférente

- terrasse inaccessible :
 - Pour la charge d'exploitation

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1,80 + 0,25 + 1,95) \times (1,81 + 0,30 + 1,53) = 14,56m^2$$
 - Pour la charge permanente

$$S = (1,81 + 1,53) \times 1,95 + (1,81 + 1,53) \times 1,80 = 12,52m^2$$
- Étage courant :
 - Pour la charge d'exploitation

$$S = (1,53 + 0,30 + 1,81) \times (1,95 + 0,25) + (1,81 + 0,30) \times 1,80 = 11,81m^2.$$

- Pour la charge permanente
 $S = (1,53 + 1,81) \times 1,95 + (1,81 \times 1,80) = 9,77\text{m}^2$

II.3.1.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau P1

- **Poids des poteaux :**

La section des poteaux adopte préalablement sont défini ci-après poids propre des poteaux est :

$$P = 25 \times S \times h_e$$

Avec : $\begin{cases} h_e : \text{Hauteur libre d'étage} \\ S : \text{Surface du poteau}(b \times h) \end{cases}$

Tableau II.10. Poids propre des poteaux

Etages	RDC	1 ^{ème}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	35 × 45	35 × 45	35 × 40	30 × 35	30 × 30
Surface (m ²)	0,1575	0,1575	0,14	0.105	0,09
Poids (KN)	16,065	12,048	10,71	8,033	6,885

- **Poids des poutres :**

$$L_{pp} = 3,75 \text{ m} ; L_{ps} = 3,34 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25(b \times h_{pp}) \times L_{pp} \Rightarrow G_{pp} = 25(0,30 \times 0,35) \times 3,75 = 9,84 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25(b \times h_{ps}) \times L_{ps} \Rightarrow G_{ps} = 25(0,25 \times 0,30) \times 3,34 = 6,26 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 9,84 + 6,26 = 16,10$$

• Poids des planchers :

- Terrasse inaccessible

$$G_{terr} = 5,88 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G_{terr} = 5,88 \times 12,52 = 73,61 \text{ KN}$$

$$Q_{terr} = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{terr} = 1 \times 14,56 = 14,56 \text{ KN}$$

- Etages courants

$$G_{\text{étage courant}} = 5,61 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = G_{CC}(S_2 + S_3 + S_4) \Rightarrow G = 5,61 \times 9,77 = 54,81 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \times 11,81 = 17,72 \text{ KN}$$

➤ **Poids des escaliers**

- **Escaliers d'étages courants**

$$\alpha = 33,47^\circ$$

$$L_v = \frac{1,53}{\cos(33,47)} \Rightarrow L_v = 1,83 \text{ m}$$

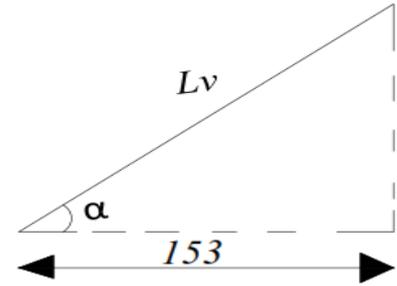
$$S_v = 1,83 \times 1,15 = 2,10 \text{ m}^2$$

$$G = S_v \times G_v$$

$$G = 2,10 \times 8,78 = 18,43 \text{ KN}$$

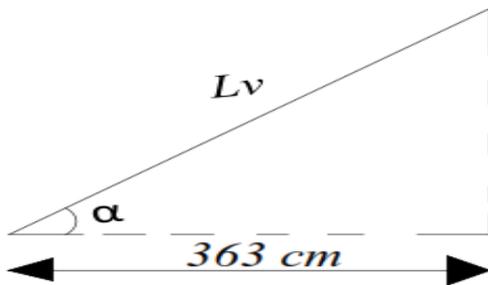
$$Q = Q_v \times S_v$$

$$Q = 2,5 \times 2,1 = 5,25 \text{ KN}$$



➤ **Escaliers de RDC**

$$\alpha = 31,54^\circ$$



$$L_v = \frac{3,63}{\cos(31,54)} \Rightarrow L_v = 4,25 \text{ m}$$

$$S_v = 1,15 \times 4,25 = 4,88 \text{ m}^2$$

$$G = S_v \times G_v$$

$$G = 4,88 \times 9,85 = 48,06 \text{ KN}$$

$$Q = Q_v \times S_v$$

$$Q = 2,5 \times 4,88 = 12,20 \text{ KN}$$

II.3.2.3. La loi de dégression des charges d'exploitation

$$N = Q \times S_{\text{afférant}}$$

$$N_1 : Q_0 = 14,56 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 32,27 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 48,23 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 62,39 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74,79 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85,42 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 94,27 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 103,13 \text{ KN}$$

I.3.1.4. Récapitulation des résultats de descente de charges

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge.

Tableau II.11. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
N₁	Plancher terrasse inaccessible	73,61	14,56		
	Poteau (30×30)	6,885			
	Poutres	16,10		96,59	14,56
N₂	N ₁	96,59	14,56		
	Plancher étage courant	54,81	17,72		
	Escalier	18,43		193,373	32,27
	Poutres	16,10			
	Poteau (30×35)	8,033			
N₃	N ₂	193,373	32,27		
	Plancher courant	54,81	15,96		
	Escalier	18,43			
	Poutres	16,10			
	Poteau (30×35)	8,033		290.746	48,23
N₄	N ₃	290.746	48,23		
	Plancher courant	54,81	14,16		
	Escalier	18,43			
	Poutres	16,10			
	Poteau (30×35)	8,033		388,119	62,39

N_5	N_4	388,119	62,39		
	Plancher courant	54,81	12,40		
	Escalier	18,43			
	Poutres	16,10			
	Poteau (35×40)	10,71		488,169	74,79
N_6	N_5	488,169	74,79		
	Plancher courant	54,81	10,63		
	Escalier	18,43			
	Poutres	16,10			
	Poteau (35×40)	10,71		588,219	85,42
N_7	N_6	588,219	85,42		
	Plancher courant	54,81	8,85		
	Escalier	18,43			
	Poutres	16,10			
	Poteau (35×45)	12,048		689,607	94,27
N_8	N_7	689,607	94,27		
	Plancher courant	54,81	8,86		
	Escalier	48,06			
	Poutres	16,10			
	Poteau (35×45)	12,048		820,625	103,13

➤ Calcul de l'effort normal (N)

A l'ELU : $N_{u1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_{u1} = 1,35(820,625) + 1,5(103,13) \Rightarrow N_{u1} = 1262,538 \text{ KN}$.

A l'ELS : $N_{s1} = G + Q \Rightarrow N_{s1} = 820,625 + 103,13 \Rightarrow N_{s1} = 923,755 \text{ KN}$.

II.3.2. Descente de charge pour le poteau P2 (Poteau de rive)

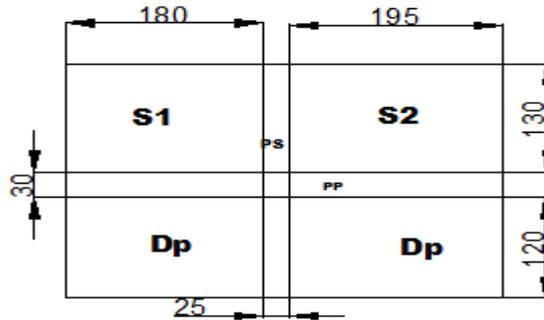


Fig. II.22. Surface qui revient au poteau P2

Après calcul on a trouvé l'effort normal (N)

à l'ELU : $N_{u2} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_{u1} = 1,35(524,48) + 1,5(103,13) \Rightarrow N_{u1} = 862,74 \text{ KN}$.

à l'ELS : $N_{s1} = G + Q \Rightarrow N_{s1} = 524,48 + 103,13 \Rightarrow N_{s1} = 654,61 \text{ KN}$.

On a $N_{u1} > N_{u2}$, Donc le poteau (P1) est le plus sollicité.

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

$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.1 \times 1262,538 = 1388,79 \text{ KN}$

L'effort normal maximum $N_u = 1388,79 \text{ KN}$.

II.4. Vérification du poteau le plus sollicité

II.4.1. Vérification à la compression simple (résistance)

On doit vérifier la condition suivante :

$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$

Avec : B est la section de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12. Résultat de vérification à la compression simple

Niveaux	Section	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	B_{cal} (m ²)	B_{adop} (m ²)	observation
7 ^{ème} étage	30× 30	96,56	14.56	167,46	0,017	0,09	Vérifiée
6 ^{ème} étage	30× 35	193,373	32,27	340,40	0,023	0.105	Vérifiée
5 ^{ème} étage	30× 35	290,746	48.23	511,33	0.036	0.105	Vérifiée
4 ^{ème} étage	30× 35	388,119	62.39	679,30	0.047	0.105	Vérifiée

3 ^{ème} étage	35× 40	488,169	74.79	848,33	0.059	0.14	Vérifié
2 ^{ème} étage	35× 40	588,219	85.42	1014,44	0.07	0.14	Vérifié
1 ^{ère} étage	35× 45	689,607	94.27	1179.61	0.083	0.15	Vérifié
RDC	35× 45	820,625	103,13	1388,79	0,097	0.15	Vérifié

II.4.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]^{-1}$$

Expression dans laquelle :

- B_r : La section de poteau réduite, $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$
- A_s : Section des armatures, $A_s = 1\% B_r$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1,5$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1,15$
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- l_f : La longueur de flambement, $l_f = 0,7 \times l_0$
- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{I/B}$; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.13. Résultat de vérification au flambement pour le poteau P1

Niveaux	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$I(m^4) \times 10^{-3}$	$i(m)$	λ	α	$N_u(KN)$	$B_{r\text{ cal}}(m^2)$	$B_{r\text{ adop}}(m^2)$
7 ^{ème} étage	2,71	1,897	0,67	0,08	23,71	0,77	167,46	0,009	0,0784
6 ^{ème} étage	2,71	1,897	1,07	0,10	18,97	0,80	340,40	0,019	0,0924
5 ^{ème} étage	2,71	1,897	1,07	0,10	18,97	0,80	511,33	0,029	0,0924
4 ^{ème} étage	2,71	1,897	1,07	0,10	18,97	0,80	679,30	0,038	0,0924
3 ^{ème} étage	2,71	1,897	1,86	0,11	17,24	0,81	848,33	0,047	0,1254
2 ^{ème} étage	2,71	1,897	1,86	0,11	17,24	0,81	1014,44	0,056	0,1254
1 ^{ère} étage	2,71	1,897	2,65	0,13	14,59	0,82	1179,61	0,065	0,1419
RDC	3,71	2,611	2,65	0,13	20,08	0,79	1388,79	0,079	0,1419

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II.4.3. Vérification des conditions de RPA 99 V.2003

Tableau II.14. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P1

Poteaux	(35 * 45) cm^2	(35 * 45) cm^2	(35 * 40) cm^2	(30 * 35) cm^2	(30 * 30) cm^2
$\min(b_1 ; h_1) \geq 25cm$	35	35	35	30	30
$\min(b_1 ; h_1) \geq h_e/20$	18,65	13,55	13,55	13,55	13,55
$0,25 \leq b_1/h_1 \leq 4$	0,77	0,77	0,875	0,85	1
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (**Article 7.4.3.1**) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Tableau II.15. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC et 1 ^{ère} étages	35*45	1575	1262,538	0,32	Non vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35*40	1400	922,22	0,26	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	30*35	1050	617,54	0,23	Vérifiée
7 ^{ème} étages	30*30	900	152,23	0,067	Vérifiée

Les conditions de l'effort normal réduit ne sont pas vérifiées, au niveau de RDC et 1^{ère} étages donc on doit redimensionner les poteaux selon la vérification à l'effort normal réduit.

Tableau II.16. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC et 1 ^{ère} étages	40*45	1800	1273,38	0,28	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35*40	1400	922,22	0,26	vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	30*35	1050	617,54	0,23	Vérifiée
7 ^{ème} étages	30*30	900	152,23	0,067	Vérifiée

➤ **Conclusion**

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

- Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC et 1^{ème} étage (40×45) cm²

2^{ème} et 3^{ème} étages (35×40) cm²

4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} étages (30×35) cm²

7^{ème} étages (30×30) cm²

- Les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales (30 ×35) cm²

Poutres secondaires (25×30) cm²

Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes : Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de Caquot minoré.

a) Méthode forfaitaire (MF).

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquer que si certain conditions soit satisfaite.

• Condition d'application de la méthode forfaitaire

1. Le plancher est à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portes successives (L_i/L_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.
3. Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées
4. Fissuration peu nuisible (FPN).

• Calcul du moment au niveau des appuis (M_a)

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$$M_a = -0,6M_0 \rightarrow \text{Dans la poutrelle à deux travées}$$

$$M_a = -0,5M_0 \rightarrow \text{Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées}$$

$$M_a = -0,4M_0 \rightarrow \text{Pour les autres appuis intermédiaires}$$

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré

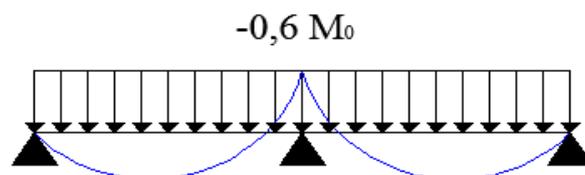


Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

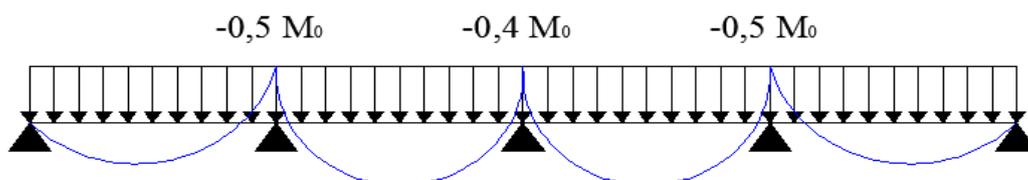


Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

• **Calcul le moment en travée (M_t)**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$$

$$\begin{cases} M_{t2} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \\ M_{t2} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive} \end{cases}$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2} Avec :

- M_g moment au niveau d'appuis gauche
- M_d moment au niveau d'appui droit
- $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Degré de surcharge

• **Effort tranchant**

Les efforts tranchant sont déterminés forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique sont confondu avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1^{ères} appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

- 15 % si la poutre est à deux travées
- 10 % si la poutre est à plus de deux travées

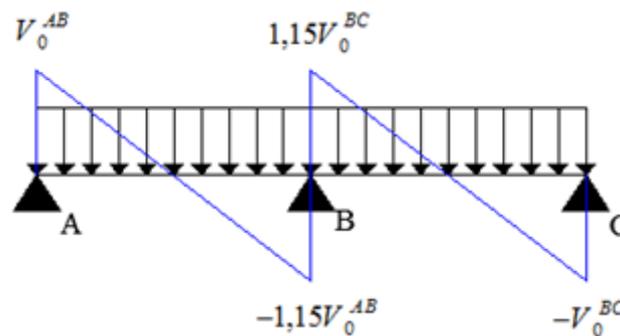


Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

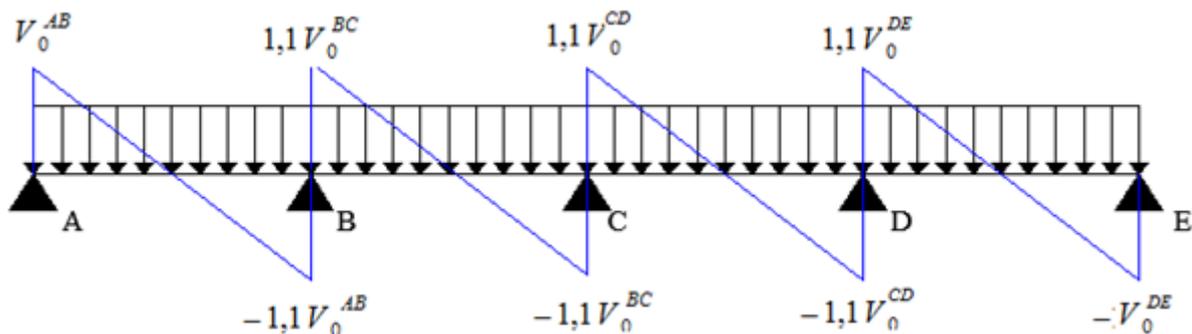


Fig.III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

b) Méthode de Caquot (M_c)

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-d. : $Q > (2G ; 5KN / m^2)$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode de trois moment qui est adopté au béton armé.

- **Le moment aux appuis (M_i)**

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

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Moment en travée (M_t)**

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

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

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

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

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- V_i : effort tranchant de l'appui i.
- V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

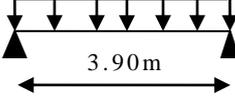
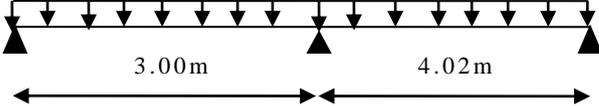
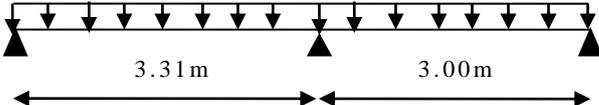
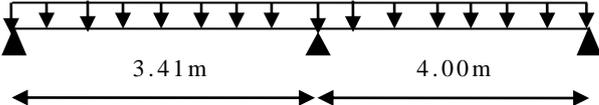
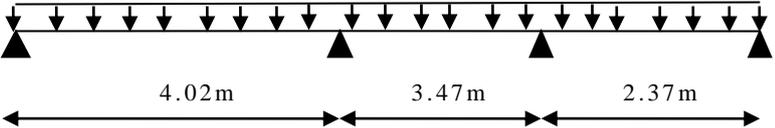
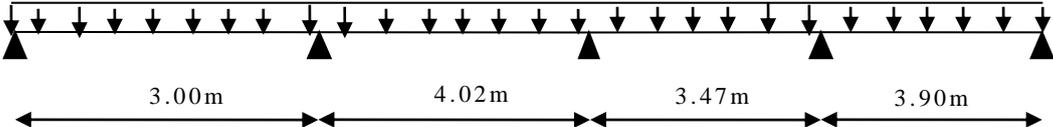
C) Méthode de Caquot minoré

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout

simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par $G' = (2/3)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée on reprend la charge totale G .

- Les différents types des poutrelles

Tableau.III.1.Différent types des poutrelles

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

✓ Exposé des cas de calculs

• Calcul des sollicitations

A l'ELU : $P_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$; A l'ELS : $P_s = 0,65 \times (G + Q)$

Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5,88	1,00	6,14	4,47
Plancher RDC et étages courants	5,61	1,50	6,38	4,62

✓ Poutrelle type 3 de l'étage courant

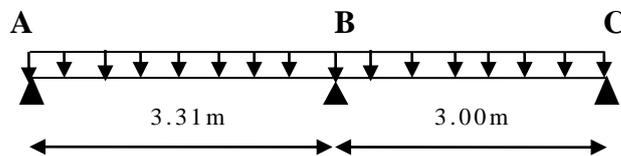


Fig.III.5. Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant)

Vérifier les conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min}(2G ; 5 \text{KN} / \text{m}^2)$ Vérifiée.
- $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ Vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....Vérifiée
- F.P.N..... Vérifiée

Donc toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

a. Les moments aux appuis

• Les appuis A et C

$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$. Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration

pour équilibré le moment fléchissant, donc : $M_A = M_C = -0,15M_0 \text{ KN.m}$

- Calcul le moment isostatique : $M_0 = \frac{Pl^2}{8}$

À l'ELU :

Travée A-B : $M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,31^2}{8} = 8,74 \text{KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6,38 \times 3^2}{8} = 7,18 \text{KN.m}$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4,62 \times 3,31^2}{8} = 6,32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4,62 \times 3^2}{8} = 5,20 \text{ KN.m}$$

On opte le max entre Les travées AB et BC : $M_0^{ELU} = 8,74 \text{ KN.m}$; $M_0^{ELS} = 6,32 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0,15 M_0^{ELU} = -1,31 \text{ KN.m} \\ M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0,15 M_0^{ELS} = -0,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'appui B**

$$\begin{cases} M_B^{ELU} = -0,6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 8,74 = -5,24 \text{ KN.m} \\ M_B^{ELS} = -0,6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 6,32 = -3,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,61} = 0,21$$

$$(1+0,3 \alpha) = 1 + 0,3 \times 0,21 = 1,063$$

$$\frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,21}{2} = 0,63$$

• **Travée AB** : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow M_t \geq 1,063 M_0 - \frac{0,6 M_0}{2}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 0,763 M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Entre 1 et 2, on prend le max défavorable

A l'ELU : $M_t^{AB} = 0,763 M_0 = 0,763 \times 8,74 = 6,67 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_t^{AB} = 0,763 M_0 = 0,763 \times 6,32 = 4,82 \text{ KN.m}$

• Travée BC

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

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq 1,063M_0^{BC} - \frac{M_B}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq 1,063M_0^{BC} - 0,3M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0,63M_0^{BC} \dots\dots\dots(2)$$

On prend le max défavorable

A l'ELU : $M_t^{BC} = 1,063 \times 7,18 - 0,3 \times 8,74 = 5,01 \text{KN.m}$

A l'ELS : $M_t^{BC} = 1,063 \times 5,20 - 0,3 \times 6,32 = 3,63 \text{KN.m}$

c. Les efforts tranchants

• Travée AB

$$\begin{cases} V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} \rightarrow V_A = \frac{6,38 \times 3,31}{2} \rightarrow V_A = 10,55 \text{KN} \\ V_B = -1,15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} \rightarrow V_B = -1,15 \times \frac{6,38 \times 3,31}{2} \rightarrow V_B = -11,37 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée BC

$$\begin{cases} V_B = 1,15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} \rightarrow V_B = 1,15 \times \frac{6,38 \times 3,00}{2} \rightarrow V_B = 11,00 \text{KN} \\ V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} \rightarrow V_C = -\frac{6,38 \times 3,00}{2} \rightarrow V_C = -9,57 \text{KN} \end{cases}$$

✓ Poutrelle type 2 de l'étage courant

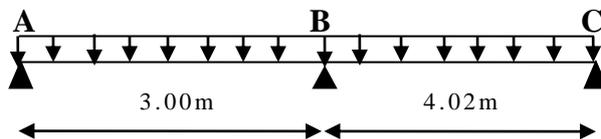


Fig.III.6. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).

On voit que la condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,00}{4,02} = 0,75 \leq 0,8$; Donc on applique la méthode de Caquot minoré. On remplace G par G' seulement dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5,6 = 3,74 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} P_u = 0,65 \times (1,35G' + 1,5Q) = 4,74 \text{ KN/ml} \\ P_s = 0,65 \times (G' + Q) = 3,41 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a. **Les moments aux appuis**

• **Les appuis A et C**

$$M_A = M_C = -0,15M_0 \text{ KN.m, avec : } M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{4,74 \times 3,00^2}{8} = 5,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{4,74 \times 4,02^2}{8} = 9,58 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{3,41 \times 3,00^2}{8} = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{3,41 \times 4,02^2}{8} = 6,88 \text{ KN.m}$$

On opte le max entre Les travées AB et BC : $M_0^{ELU} = 9,58 \text{ KN.m}$; $M_0^{ELS} = 6,88 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0,15M_0^{ELU} = -1,437 \text{ KN.m} \\ M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0,15M_0^{ELS} = -1,032 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'appui B**

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

Avec : $L'_g = L_g = 3,00 \text{ m}$; $L'_d = L_d = 4,02 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_B^{ELU} = -\frac{4,74(3,00^3 + 4,02^3)}{8,5(3,00 + 4,02)} = -7,30 \text{ KN.m} \\ M_B^{ELS} = -\frac{3,41(3,00^3 + 4,02^3)}{8,5(3,00 + 4,02)} = -5,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. **Les moments sur les travées**

• **Travée AB**

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} \Rightarrow x = \frac{3,00}{2} + \frac{-7,30}{6,38 \times 3,00} = 1,118 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A'ELU : M_t^{AB} = \frac{6,38 \times 1,118}{2} (3,00 - 1,118) - 7,30 \times \left(\frac{1,118}{3,00}\right) = 4,00 \text{ KN.m} \\ A'ELS : M_t^{AB} = \frac{4,62 \times 1,118}{2} (3,00 - 1,118) - 5,25 \times \left(\frac{1,118}{3,00}\right) = 2,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Travée BC

$$x = \frac{4,02}{2} + \frac{7,30}{6,38 \times 4,02} \Rightarrow x = 2,29 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A'ELU : M_t^{BC} = \frac{6,38 \times 2,29}{2} (4,02 - 2,29) - 7,30 \times \left(1 - \frac{2,29}{4,02}\right) = 9,50 \text{ KN.m} \\ A'ELS : M_t^{BC} = \frac{4,62 \times 2,29}{2} (4,02 - 2,29) - 5,25 \times \left(1 - \frac{2,29}{4,02}\right) = 6,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Effort tranchant

• Travée AB

$$\begin{cases} V_A = +\frac{P_u \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \rightarrow V_A = \frac{6,38 \times 3,00}{2} - \frac{7,30}{3,00} \rightarrow V_A = 7,12 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{P_u \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \rightarrow V_B = -\frac{6,38 \times 3,00}{2} - \frac{7,30}{3,00} \rightarrow V_B = -12,00 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée BC

$$\begin{cases} V_B = \frac{6,38 \times 4,02}{2} + \frac{7,30}{4,02} \rightarrow V_B = 14,64 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,38 \times 4,02}{2} + \frac{7,30}{4,02} \rightarrow V_C = -11,00 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tableau III.3. Sollicitation des poutrelles de l'étage courant (Type 4)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,41	6,38	9,28	-1,91	-7,66	6,03	10,88	-12,50
	BC	4,00	6,38	12,77	-7,66	-1,91	9,74	14,68	-12,77
ELS	AB	3,41	4,62	6,71	-1,38	-5,54	4,37	/	/
	BC	4,00	4,62	9,24	-5,54	-1,38	7,05	/	/

Tableau III.4. Sollicitation des poutrelles des planchers courants (Type T5)

• ELU

Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,02	4,74	12,88	-1,93	-7,09	9,59	11,07	-14,59
B-C	3,47	4,74	7,13	-7,09	-3,76	4,25	9,20	-10,11
C-D	2,37	4,74	2,33	-3,76	-1,93	2,80	6,38	-5,97

• ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,02	3,40	6,87	-1,03	-5,09	6,96	/	/
B-C	3,47	3,40	5,11	-5,09	-2,70	3,11	/	/
C-D	2,37	3,40	2,38	-2,70	-1,03	2,03	/	/

Tableau III.5.Sollicitation des poutrelles de planchers courants (Type T6)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,00	4,74	5,33	-1,43	-5,41	4,73	7,77	-8,43
	BC	4,02	4,74	9,57	-5,41	-5,09	7,64	12,91	-12,75
	CD	3,47	4,74	7,13	-5,09	-6,74	3,70	7,74	-8,69
	DE	3,90	4,74	9,01	-6,74	-1,43	9,00	14,18	-10,72
ELS	AB	3,00	3,40	3,82	-1,02	-3,88	3,44	/	/
	BC	4,02	3,40	6,86	-3,88	-3,65	5,57	/	/
	CD	3,47	3,40	5,12	-3,65	-4,84	2,72	/	/
	DE	3,90	3,40	6,46	-4,84	-1,02	6,53	/	/

Tableau III.6.Sollicitation des poutrelles de planchers courants (Type T1)

• ELU

Travée	L(m)	Q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,9	6,38	12,14	-1,82	-1,82	12,14	12,45	-12,45

• ELS

Travée	L(m)	Q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,9	4,62	8,79	-1,31	-1,31	8,79	/	/

Tableau III.7. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 4)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,41	6,13	8,91	-1,84	-7,36	5,68	10,46	-12,01
	BC	4,00	6,13	12,27	-7,36	-1,84	9,20	14,11	-12,27
ELS	AB	3,41	4,47	6,50	-1,34	-5,36	4,14	/	/
	BC	4,00	4,47	8,94	-5,36	-1,34	6,70	/	/

Tableau III.8. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T5)

• ELU

Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,02	4,41	8,91	-1,34	-6,60	9,31	10,69	-13,97
B-C	3,47	4,41	6,63	-6,60	-3,50	4,24	8,54	-9,75
C-D	2,37	4,41	3,09	-3,50	-1,34	2,73	6,13	-5,79

• ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,02	3,19	6,44	-0,96	-4,78	6,80	/	/
B-C	3,47	3,19	4,80	-4,78	-2,53	3,11	/	/
C-D	2,37	3,19	2,24	-2,53	-0,96	2,00	/	/

Tableau III.9. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T6)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,00	4,41	4,96	-1,37	-5,03	4,61	7,52	-7,83
	BC	4,02	4,41	8,91	-5,03	-4,73	7,50	12,40	-12,25
	CD	3,47	4,41	6,64	-4,73	-6,28	3,74	7,20	-8,09
	DE	3,90	4,41	8,38	-6,28	-1,37	8,73	13,57	-10,35
ELS	AB	3,00	3,19	3,58	-0,96	-3,64	3,37	/	/
	BC	4,02	3,19	6,44	-3,64	-3,43	5,49	/	/
	CD	3,47	3,19	4,80	-3,43	-4,54	2,75	/	/
	DE	3,90	3,19	6,06	-4,54	-0,96	6,38	/	/

Tableau III.10. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T1)

• ELU

Travée	L(m)	Q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,9	6,13	11,66	-1,74	-1,74	11,66	11,96	-11,96

• ELS

Travée	L(m)	Q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,9	4,47	8,50	-1,27	-1,27	8,50	/	/

Tableau III.11. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 2)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,00	4,41	4,96	-1,34	-6,80	3,92	6,93	-7,60
	BC	4,02	4,41	8,91	-6,80	-1,34	9,22	14,02	-10,63
ELS	AB	3,00	3,19	3,58	-0,96	-4,93	2,86	/	/
	BC	4,02	3,19	6,44	-4,93	-0,96	6,73	/	/

Tableau III.12. Sollicitation des poutrelles de terrasse inaccessible (Type 3)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,00	6,13	6,90	-1,26	-5,04	4,72	9,20	-10,57
	BC	3,31	6,13	8,40	-5,04	-1,26	6,30	11,67	-10,15
ELS	AB	3,00	4,47	5,03	-0,91	-3,67	3,44	/	/
	BC	3,31	4,47	6,12	-3,67	-0,91	4,59	/	/

• Sollicitation maximale

Tableau III.13. Les sollicitation les plus défavorables dans les poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 11,66 \text{ KN.m}$ $M_a^{riv} = -1,84 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -6,80 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 14,11 \text{ KN}$	$M_t^{max} = 8,50 \text{ KN.m}$ $M_a^{riv} = -1,34 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -5,36 \text{ KN.m}$

Plancher étage courant (16+4) cm	$M_t^{max} = 12,14 \text{ KN.m}$ $M_a^{riv} = -1,93 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -7,66 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 14,68 \text{ KN}$	$M_t^{max} = 8,79 \text{ KN.m}$ $M_a^{riv} = -1,38 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = -5,54 \text{ KN.m}$
--	--	---

Ferraillage des poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

Comme on a le moment sollicitant inférieure à $M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m}$, donc on revient à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

a. Ferraillage en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{11,66 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,038 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \mu_l = 0,392$$

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

$$\text{Calcul de A : } A = \frac{M_{trav}^{max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,050$$

$$Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,050) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11,66 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 1,90 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_T$ C'est vérifiée.

Soit $A = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

b. Ferrailage en appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.148$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) = 0.201$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.201) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_{\text{inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{trav}$$

On choisit $A = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$

c. Ferrailage en appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.04$$

$\mu_{bu} < \mu_L = 0.392 \longrightarrow$ pas d'acier comprimée ($A_0 = 0$).

$$\mu_{bU} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

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

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.84 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{trav}$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

1. **Vérification à l'E.L.U**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 14.11 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.11 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.783 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

• **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $a \leq 0.9d = 0.162 \text{ m}$; soit : $a = 0.19 \text{ m}$

$V_u = 14.11 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.19 \times 0.1 \times 25000 = 126.82 \text{ KN}$ Vérifiée.

• **L'espacement :**

On choisit un étrier $\Phi 8$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.20 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$ (CBA93. Art A.5.1.2.3)
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{r28})}$$

$St \leq 209, 15 \text{ cm}$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 1m = 100cm$$

Soit: $St = 15cm$

Alors on choisit un étrier Φ_8 chaque 15 cm

• **Vérification des armatures longitudinales (A_t) vis-à-vis de (V_u)**

✓ **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_t \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14.11 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.405cm^2$$

$A_t \geq 0.405cm^2$ C'est vérifiée.

✓ **L'appui intermédiaire**

$$A_t \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (14,11 - \frac{6.80}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -0.82 \text{ cm}^2$$

$A_t \geq -0,82cm^2$ C'est vérifiée.

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{\left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{\left(\frac{0,65-0,1}{2}\right) \times 14,11 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0.921MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

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

• **Vérification de la jonction de l'adhérence**

On vérifie que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum U_i : (1 \varphi 12) + (5 \varphi 10) \times 3,14 = 194,68 \text{ mm}$$

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14,11}{0,9 \times 0,18 \times 194,68} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

2. Vérification à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

✓ **Etat limite de compression du béton :**

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

• **En travée :**

$$M_t^{\max} = 8.50 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$ BAEL91.L.III.3

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2,44 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$))

- Calcul de y :

$$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$$

$$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Solution d'équation(1) est : $y = 3.91 \text{ cm}$

- Calcul le moment d'inertie I

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

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8,50 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 0.0391 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.99 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée. (BAEL E.III.2)

• **En appuis intermédiaires :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92 y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0 \rightarrow y = 7.70 \text{ cm}$$

- Calcul le moment d'inertie I

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.70)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.70)^2 \Rightarrow I = 4577.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.36 \times 10^{-3}}{4577.16 \times 10^{-8}} \times 0.0770 = 9.01 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ Etat limite de déformation

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

• **Evaluation de la flèche** (CBA 93 Article B.6.5.3).

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{402} = 0,049 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche suivante :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5,2)}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Pour les éléments reposants sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si la portée } L \leq 5m \\ 0,005 + \frac{L}{500} & \text{si } L > 5m \end{cases} \dots \dots \dots \text{CBA93 (ArtB.6.5.3)}$$

On à $L = 390\text{cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78\text{cm}$

• **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.

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

• **Propriété de la section**

- y = 3,91 cm
- I = 8323.05cm⁴
- A_s = 2.36cm²

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

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

- **Les contraintes**

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

- **Inerties fictives (If)**

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

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

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

- **Evaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.88 = 3.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.88 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.85 \times 4.02^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.82 \times 4.02^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.48 \times 4.02^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.05 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.91 \text{ cm} \quad ; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \quad I = 8323.05 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4 \quad ;$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.28 \Rightarrow \lambda_v = 1.31$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3,74 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323,05 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 94.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.94 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 196.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.05 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 229.80 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 94.97 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 196.03 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 229.80 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.73$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.48)} \Rightarrow I_{ij} = 19483.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.70)} \Rightarrow I_{ig} = 15218.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.73)} \Rightarrow I_{ip} = 14776.93 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (1.31 \times 0.70)} \Rightarrow I_{gv} = 26129.56 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3,74 \times 10^{-3} \times 4.02^2}{10 \times 32164.2 \times 19483.69 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00096 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.94 \times 10^{-3} \times 4.02^2}{10 \times 32164.2 \times 15218.08 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0025 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.05 \times 10^{-3} \times 4.02^2}{10 \times 32164.2 \times 14776,93 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{7.94 \times 10^{-3} \times 4.02^2}{10 \times 10721.4 \times 26129.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0044 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0044 - 0.00096 + 0.003 - 0.0025 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00394 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.394\text{cm} \leq f_{adm} = 0.80\text{cm}$ vérifiée.

- **Ferraillage des différents types de poutrelles**

Tableau III.14. Ferraillage des poutrelles des étages courant et RDC

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Plancher d'étage courant	Travée	12.14	0.040	0.051	0.176	1.98	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	6.66	0.144	0.195	0.165	1.16	0.217	1HA12+1HA10=1.92
	Appui de rive	1.93	0.041	0.052	0.176	0.31	0.217	1HA10=0.79
Plancher de RDC	Travée	12.14	0.040	0.051	0.176	1.98	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	7.30	0.158	0.216	0.164	1.28	0.217	1HA12+1HA10=1.92
	Appui de rive	1.93	0.041	0.052	0.176	0.31	0.217	1HA10=0.79

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

Tableau III.15. Vérification au cisaillement

Plancher	BIELLE $V_u \leq 0,267 \times ab_0 f_{c28}$	CISAILLEMENT $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	Armature longitudinale Aux appuis		JONCTION TABLE- NERVURE $\frac{V_u b_1}{0.9d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$	L'ADHERENCE $\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
			RIVE $A \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$	INTERMEDIAI $A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$		
Etages courants	14.68 < 126.82	0,82 < 3,25	0.79 > 0,42	1.92 > 1.60	0.96 < 3,25	0,46 < 2,83
RDC	14.64 < 126.82	0.81 < 3,25	0.79 > 0,42	1.92 > 1.71	0.95 < 3,25	0,46 < 2,83

- ✓ **Vérifications des contraintes à E.L.S**

- **Etat limite de compression de béton**

Tableau III.16. Vérification des états limite de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	
Etage courant	8,79	3,91	8323,05	4,12	5,54	3,57	6982,69	2,83	Vérifié
RDC	8,79	3,91	8323,05	4,12	5,24	3,57	6982,69	2,67	Vérifié

• Etat limite de la déformation

Tableau III.17. Vérification des états limite de la déformation

Plancher	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Etage courant	0,042 < 0,06	0,042 < 0,23	0,017 > 0,0105
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	0,042 < 0,06	0,042 < 0,23	0,017 > 0,0105
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche

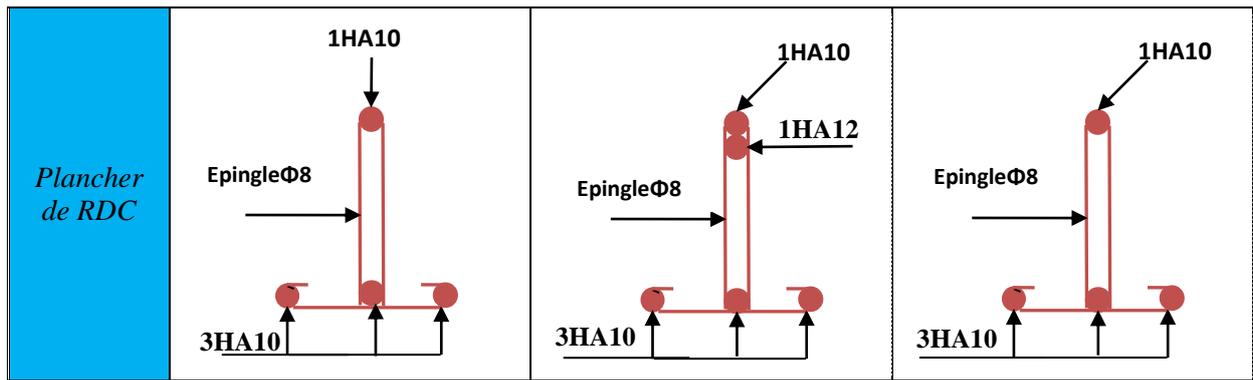
Pour l'étage courant et RDC :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0029 - 0.00096 + 0.0027 - 0.0016 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00304m$$

$$\Delta f = 0.30cm \leq f_{adm} = 0.80cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Fig.III.18. Schéma de ferrailage de différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher d'étage courant			



✓ Ferrailage de la dalle de compression

• Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) : $A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures parallèles à la nervure

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

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

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

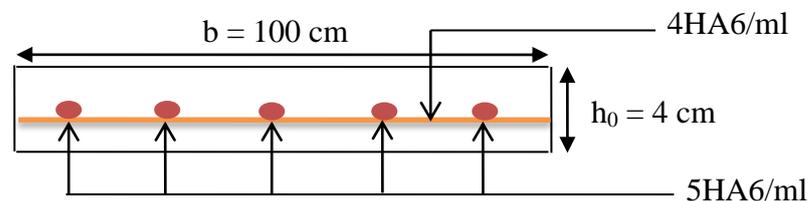


Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, on considère que la fissuration est nuisible.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

• **Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$

Poids propre : $G_t = 2.133\text{KN/ml}$

La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

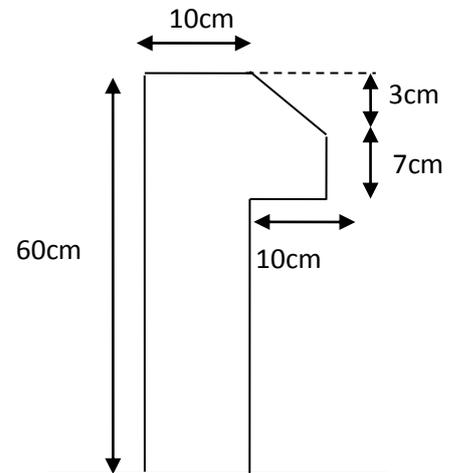


Fig. III.8: l'acrotère

✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [**Tab. (6.1) du RPA99**].

G_t : poids de l'élément considéré.

✓ **Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2. $\Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133\text{KN/ml}. \end{cases}$
- Zone II_a (Bejaia).

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024\text{KN}$.

• **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$: $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

$$\Rightarrow x_G = 0,0620m ; y_G = 0,330m$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

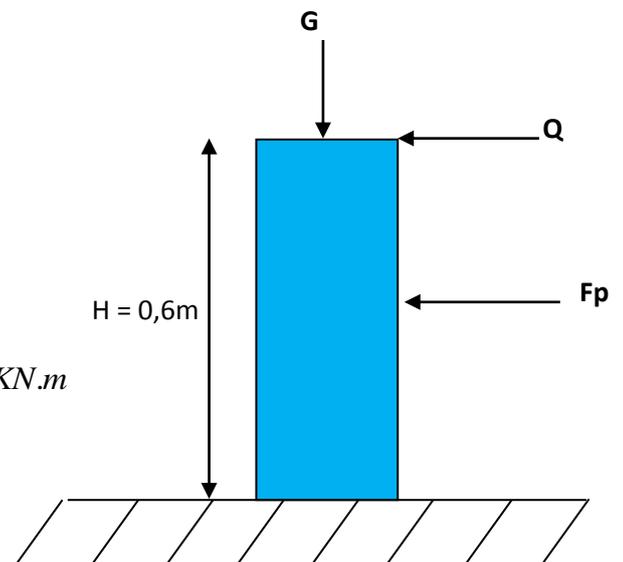


Fig .III. 9. Les Sollicitations sur l'acrotère

Tableau.III.19. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.133	2.879	2.133
M (KN.m)	0.94	0.90	0.60

➤ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{BAEL 91 Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

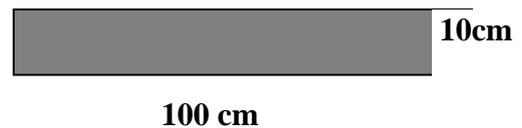
h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_2 = 0,00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,342m \end{cases}$$

➤ Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2.879KN \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m$$



✓ Ferrailage

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Fig .III.10.Section à ferrailer

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

✓ Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

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

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

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.279MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

➤ Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133KN; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6KN.m;$$

$\eta=1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A$$

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0,28 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,28 = -0,231 \text{ m} = -23,1 \text{ cm}$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4,06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6,376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 \text{ m}$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 \text{ m}$ (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 \text{ m.}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

➤ Schéma de ferrailage

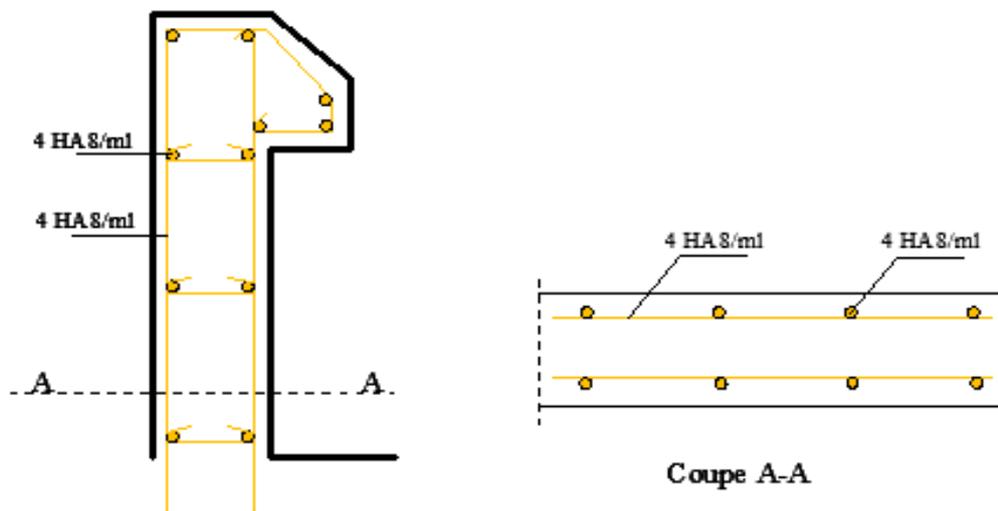


Fig.III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des dalles pleines (balcon)

➤ Dalle pleine sur trois appuis

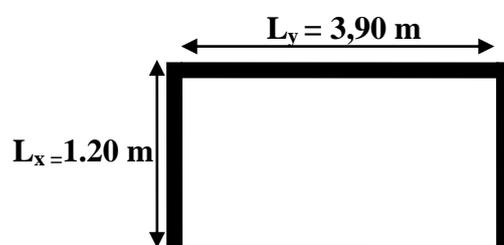


Fig. III.12: dalle sur trois appuis.

✓ Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de $1ml$ de largeur.

1. Charges permanentes

- Poids propre de la dalle : $G_1 = 5.19kN/ml$.
- Poids du garde-corps :
- Poids de la brique pleine (10,5cm) = $2 kN/m$
- Enduit : = $0,28 kN/m^2$

$$G_2 = 2.28 \times 1 = 2,28 kN/ml.$$

• Surcharges d'exploitation

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_1 = 3,5kN/ml$. (Donnée par le DTR BC22).

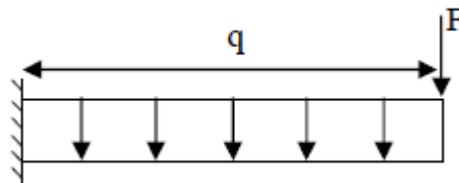


Fig III-13 Schéma statique.

• Combinaisons de charges

À L'ELU

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 3,5 = 12,26 kN/ml$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 2,2 = 3,078 kN/ml$$

À L'ELS

$$q_{s1} = G_1 + Q = 5,19 + 3,5 = 8,69 kN/ml$$

$$q_{s2} = G_1 = 2,28 kN/ml$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{3.9} = 0.30 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

✓ Les sollicitations :

$$M_{U1} = \frac{-q_{u1} \times l^2}{2}$$

$$M_{U2} = -q_2 \times l$$

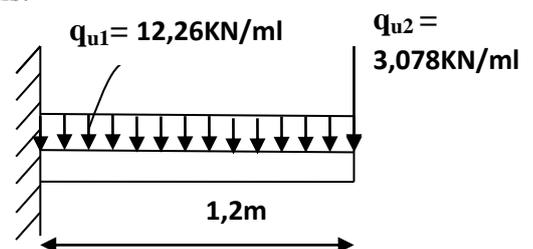


Fig.III.14. schéma statique

$$Vu = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$M_{U1} = \frac{-12,6 \times 1,2^2}{2} = -8.827 kN.m.$$

$$M_{U2} = -3,078 \times 1,2 = -3.694 kN.m.$$

$$M_u = -8,827 - 3,694 = -12,521 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 17,79 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage

• Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
12.521	0,052	0,066	0,126	2.85	4HA10=3.14	25

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

• Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.046 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

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

✓ Vérification

À l'ELU :

• L'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

• Condition de non fragilité :

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

$4.52 < 1.57$ c'est vérifiée.

• Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1.3/BAEL 91)

On vérifie que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum U_i : (4 \phi 12) * 3,14 = 150,72 \text{ mm}$$

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{su}} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,79 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 194,68} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

À l'ELS :

- **la contrainte dans le béton :**

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

$$M_{s1} = \frac{q_1 \times l^2}{2} = \frac{-8,69 \times 1,2^2}{2} = -6,257 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = -q_{s2} \times l = -2,28 \times 1,2 = -2,736 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_{s1} + M_{s2} = -8,993 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \times 0,13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,93 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8,40 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée}$$

- **Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

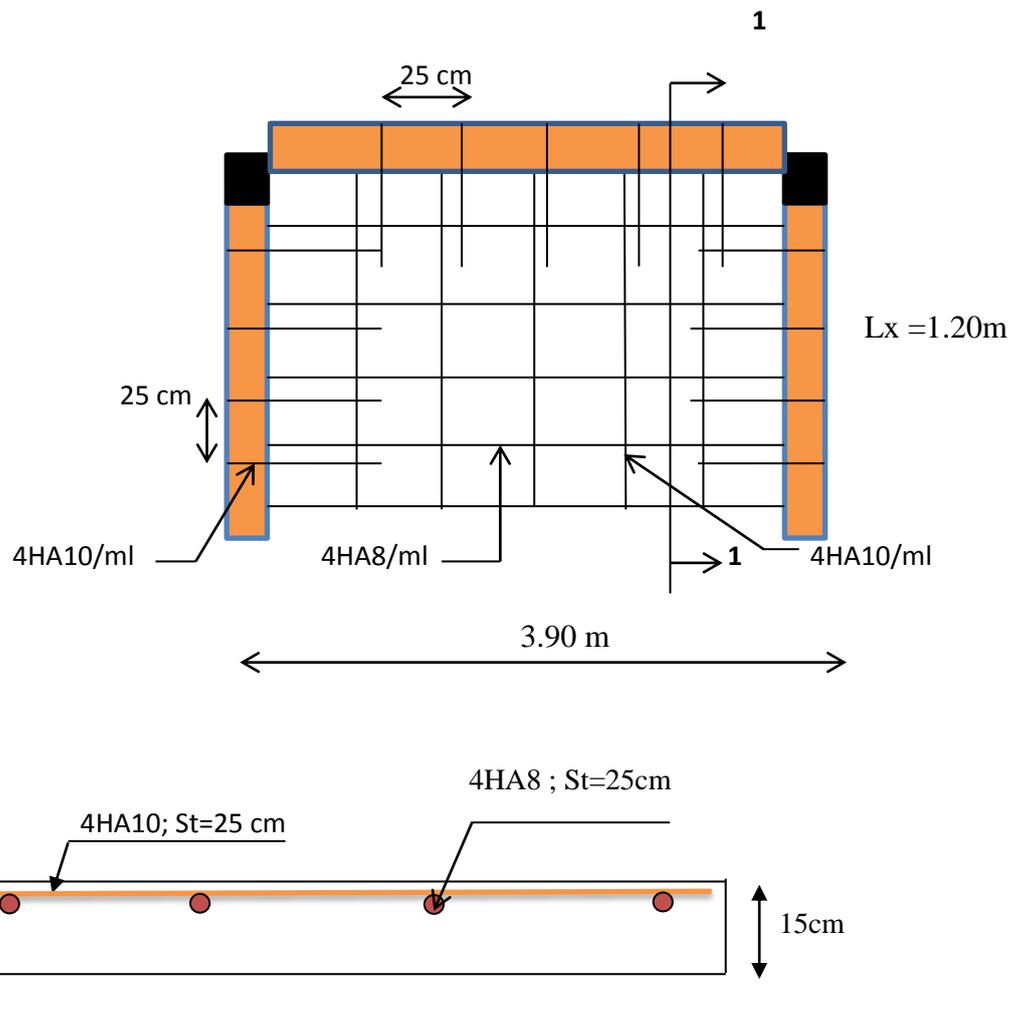
$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,006 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{h}{l} = \frac{0,15}{1,20} = 0,125 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{6,257}{62,57} = 0,10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

- **Schéma de ferrailage :**



Coupe 1-1

Fig.III.15. Schéma de ferrailage du balcon.

III.4. Ferrailage des escaliers

➤ 1^{ère} volée des étages courants

Avec :

- $L_v = 2,15\text{m}$; $L_0 = 1,80\text{m}$; $L_p = 1,39\text{m}$
 $H = 1,19\text{m}$

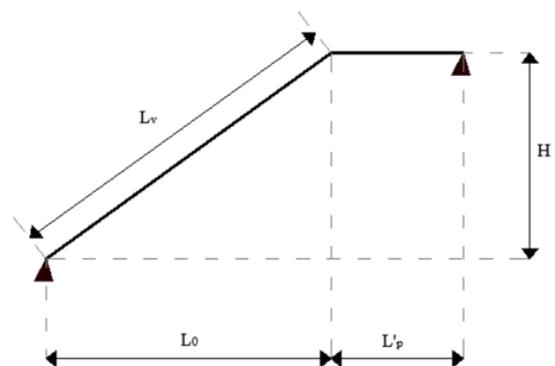


Fig. III.16. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée.

- **La charge permanente sur la volée d'escalier**

$$G_v=8.78\text{KN/ml}; \quad G_p=6.86\text{KN/ml}; \quad Q=2.5\text{KN/ml}.$$

- ✓ **Calcul des sollicitations :**

À L'ELU :

$$\text{Volée : } q_v = 1.35 \cdot 8.78 + 1.5 \cdot 2.5 = 15.603 \text{KN/ml}.$$

$$\text{Palier : } q_p = 1.35 \cdot 6.86 + 1.5 \cdot 2.5 = 13.011 \text{KN/ml}.$$

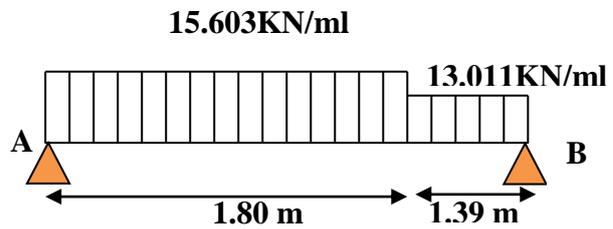


Fig.III.17. Schéma statique des charges sur l'escalier

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 24.10 \text{KN}.$$

$$R_B = 22.07 \text{KN}.$$

$$T_y = 24,10 \text{KN}.$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 18,62 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_z^{max} \Rightarrow M_t = 15,83 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_z^{max} \Rightarrow M_a = -5,586 \text{KN.m}$$

À L'ELS :

$$\text{Volée : } q_v = 8.78 + 2.5 = 11.28 \text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_p = 6.86 + 2.5 = 9.36 \text{KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 17.41 \text{KN}.$$

$$R_B = 15.19 \text{KN}.$$

$$T_y = 17,41 \text{KN}.$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 13,44 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_z^{max} \Rightarrow M_t = 11,43 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_z^{max} \Rightarrow M_a = -4,032 \text{KN.m}$$

- **armatures principales**

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Avec : $h = 16 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$.

Tableau III.20. Tableau de ferrailage de la 1^{ère} volée d'étage courant.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	15,83	0,057	0,073	13,58	3,35	1,69	5HA12=5,65	20
En appui	5,586	0,020	0,025	13,85	1,18	1,69	5HA10=3,93	20

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{24.10 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.14} = 0.172MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4$$

- En travée : $A_r = 5.65 / 4 = 1.41cm^2 \Rightarrow$ Soit $A_r = 5HA10 = 3,93cm^2$, $S_t = 20cm$
- En appui : $A_r = 3.93 / 4 = 0.98cm^2 \Rightarrow$ Soit $A_r = 5HA8 = 2,51cm^2$, $S_t = 20cm$

• **Vérification des espacements (h =16cm)**

Armatures principales : $S_t = \min(3h, 33\text{ cm}) = 33cm > 20\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = \min(4h, 45\text{ cm}) = 45cm > 20\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III.21. Tableau de ferrailage de la 1^{ère} volée des courants.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	11,43	4,097	10603,73	4,41	15	Vérifiée
En appui	4,032	3,5	7925,00	1,79	15	vérifiée

• **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,16}{3,19} = 0,050 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées, donc on doit effectuer une vérification à de la flèche. D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

Tableau III.22. Vérification de la flèche à l'E.L.S

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	7.41
	M_{gser} (KN.m)	7.57
	M_{pser} (KN.m)	9.95
I_0 (Cm ⁴)		30490,87
ρ		0.0043
λ_i		4.88
λ_v		1.95
σ_{sj} (Mpa)		93,78
σ_{sg} (Mpa)		95.70
σ_{sp} (Mpa)		125,79
μ_j		0.010
μ_g		0.019
μ_p		0.139
I_{ij}^e (m ⁴)		0.000318312
I_{ig}^e (m ⁴)		0.00030694

I_{ip} (m ⁴)	0.000200396
I_{vg} (m ⁴)	0.000323416
f_{ji} (mm)	0.73
f_{gi} (mm)	0.78
f_{pi} (mm)	1.57
f_{gv} (mm)	2.22
Δf (mm)	2.26
f_{adm} (mm)	6.38

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0022 - 0.00073 + 0.00157 - 0.00078 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00226m$$

$$\Delta f = 2.26mm \leq f_{adm} = 6.38mm \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

- **Sch\u00e9ma de ferrailage**

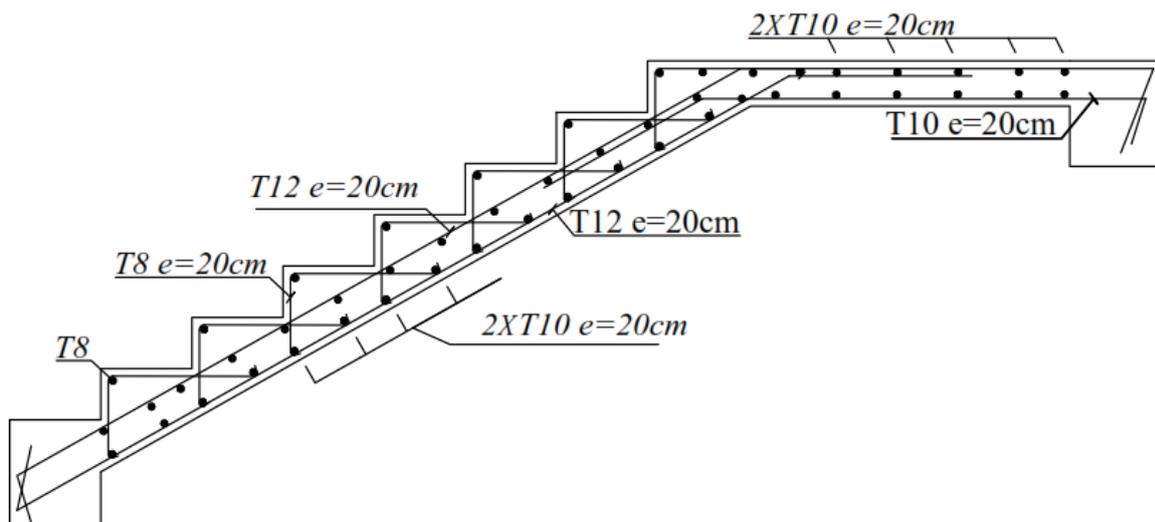


Fig.III.18. Sch\u00e9ma de ferrailage de la 1^{re} vol\u00e9e d'\u00e9tage courant

➤ 2^{ème} volée de tous les niveaux (console)

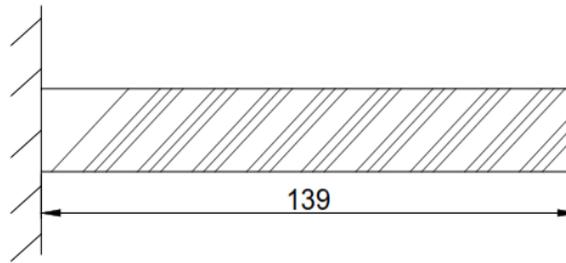


Fig. III.19. Schéma statique de la 2^{ème} volée

• La charge permanente sur la volée d'escalier

Volée : $G = 7,75\text{KN/ml}$; $Q = 2,5\text{KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ l'ELU} : q_v = 14,21 \text{ KN/ml} \\ A \text{ l'ELS} : q_v = 10,25 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$A \text{ l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} T = 19,75\text{KN} \\ M^{max} = 13,72\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$A \text{ l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} T = 14,24\text{KN} \\ M^{max} = 9,90\text{KN.m} \end{array} \right.$$

• Ferrailage des armatures principales

$$\mu_{bu} = 0,067 \Rightarrow \mu_{bu} < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,086 ; z = 9,65\text{cm} \Rightarrow A_s = 4,085\text{cm}^2$$

$$\text{CNF} : A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,21\text{cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA12 = 4,52 cm², S_t = 25cm

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 1.17\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = 0.19\text{MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Ferrailage des armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4$$

$$A_r = 4.52 / 4 = 1.13\text{cm}^2. \Rightarrow \text{Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2, S_t = 25\text{cm}$$

- **Vérification des espacements (h =12cm)**

Armatures principales : $S_t = \min (2h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Armatures secondaires : $S_t = \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$M_{ser} = 9,90 \text{ KN.m}$; $y = 3,066 \text{ m}$; $I = 4,22 \cdot 10^{-5}$

Donc : $\sigma_{bc} = 7,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

- **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{l} = \frac{0,12}{3,60} = 0,033 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées, donc on doit effectuer une vérification à de la flèche.

D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0033 - 0.00011 + 0.00014 - 0.00013 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0032\text{m}$

$\Delta f = 3.20\text{mm} \leq f_{adm} = 7.20\text{mm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

- **Schéma de ferrailage**

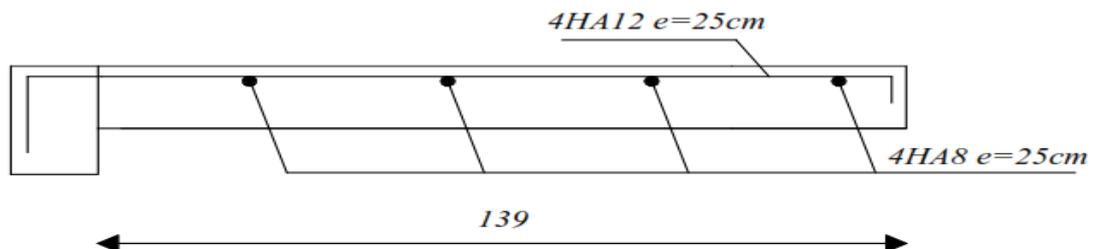
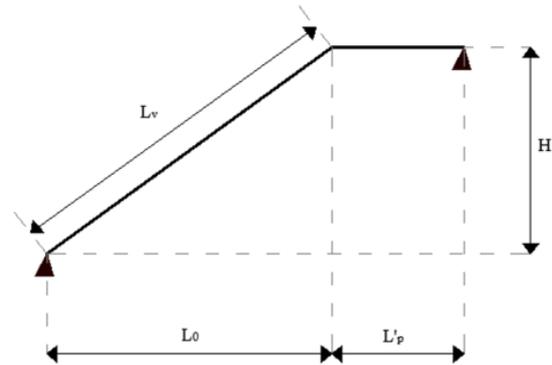


Fig.III.20. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée

➤ 1^{ème} volée de RDC

Avec :

- $L_v = 5,61\text{m}$; $L_0 = 3,60\text{m}$; $L_p = 1,39\text{m}$
 $H = 2,21\text{m}$

Fig. III.21. Schéma statique de la 1^{ère} de RDC

• La charge permanente sur la volée d'escalier

$$G_v = 9.85\text{KN/ml}; \quad G_p = 6.86\text{KN/ml}; \quad Q = 2.5\text{KN/ml}.$$

A.1 Calcul des sollicitations :

À L'ELU :

$$\text{Volée : } q_v = 1.35 \times 9.85 + 1.5 \times 2.5 = 17.047\text{KN/m}^1$$

$$\text{Palier : } q_p = 1.35 \times 6.86 + 1.5 \times 2.5 = 13.011\text{KN/m}$$

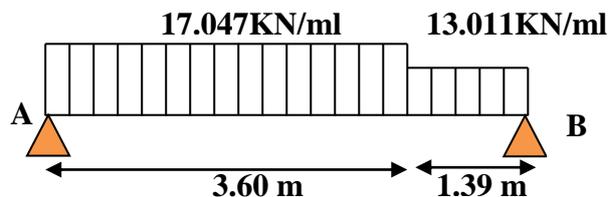


Fig. III.22. Schéma statique des charges sur l'escalier

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 41.750\text{KN}.$$

$$R_B = 37.70\text{KN}.$$

$$T_y = 41,75\text{KN}.$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 51,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_z^{\max} \Rightarrow M_t = 43,46\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_z^{\max} \Rightarrow M_a = -15,34\text{KN} \cdot \text{m}$$

À L'ELS :

$$\text{Volée : } q_v = 9.85 + 2.5 = 12.35\text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_p = 6.86 + 2.5 = 9.36\text{KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 30.23\text{KN}.$$

$$R_B = 27.24\text{KN}.$$

$T_y = 30,23KN.$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

Donc : $M_z^{max} = 37,00 KN.m$

$M_t = 0,85 \times M_z^{max} \Rightarrow M_t = 31,45KN.m$

$M_a = -0,3 \times M_z^{max} \Rightarrow M_a = -11,10KN.m$

• **Ferraillage des armatures principales**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Avec : $h = 20\text{ cm}$; $C=2\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$.

Tableau III.23.Tableau de ferraillage de la 1^{ère} volée d'étage courant.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	43,46	0,094	0,123	17,11	7,29	0,39	5HA14=7,70	20
En appui	15,34	0,33	0,041	17,69	2,50	0,39	5HA10=3,93	20

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.25MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{41.75 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.123MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **Ferraillage des armatures de répartition**

$A_r = A_s / 4$

- En travée : $A_r = 7.70 / 4 = 1.92cm^2 \Rightarrow$ Soit $A_r = 5HA10 = 3,93cm^2$, $S_t = 20cm$
- En appui : $A_r = 3.93 / 4 = 0.98cm^2 \Rightarrow$ Soit $A_r = 5HA8 = 2,51cm^2$, $S_t = 20cm$

• **Vérification des espacements (h =20cm)**

Armatures principales : $S_t = \min(3h, 33\text{ cm}) = 33cm > 20\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = \min(4h, 45\text{ cm}) = 45cm > 20\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III.24.Tableau de ferraillage de la 1^{ère} volée des courants.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	31,45	5,39	23500	7,21	15	<i>vérifiée</i>
En appui	11,10	4,05	13686,15	3,28	15	<i>vérifiée</i>

• **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,20}{4,99} = 0,040 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées, donc on doit effectuer une vérification à de la flèche. D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0115 - 0.0044 + 0.0074 - 0.0048 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0097m$$

$$\Delta f = 9.70mm \leq f_{adm} = 9.98mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage**

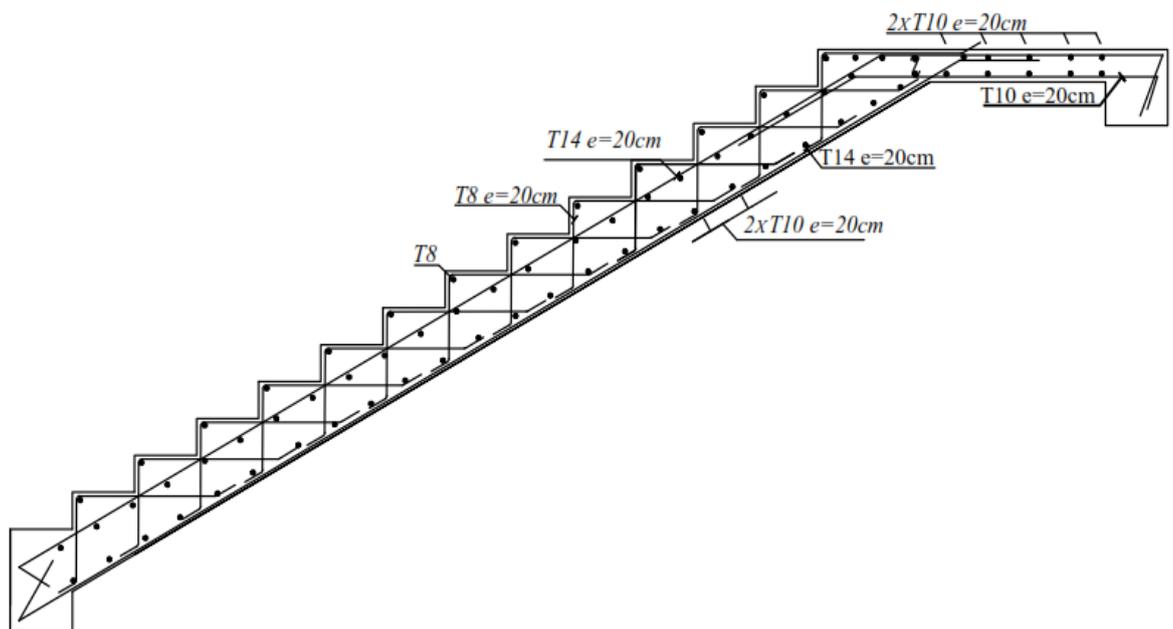
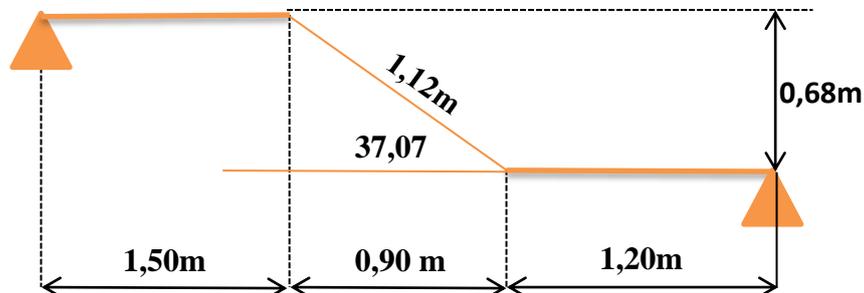


Fig.III.23. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de RDC

III.5. Calcul de la poutre palière de l'étage courant et du RDC:

Etant donné que l'escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

➤ **Pré dimensionnement de la poutre brisée**



La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{l_{max}}{10} \text{ Avec : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

$$L = 3,60 \text{ m} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24,00\text{cm} \leq h_t \leq 36,00\text{cm} \rightarrow \text{soit } h_t = 35\text{cm}$$

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

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ h_{ps} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ 0,25 \leq h_t/b \leq 4 \rightarrow 0,25 \leq 35/30 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Donc la poutre brisée à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

➤ **Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre**

Elle est soumise à son poids propre, et aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

• **Poids propre de la poutre**

- Partie horizontale : $g_0 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,18 \text{ kN/ml}$.
- Partie inclinée : $g_1 = 2,18 \times \frac{1}{\cos 37,07} = 2,73 \text{ kN/ml}$
- La charge du mur : $g_3 = 2,36 \times 1,87 = 4,41 \text{ kN/ml}$
- La charge transmise par l'escalier :

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} R_{v1} = 37,70\text{KN/ml} \\ R_{v2} = 19,75\text{KN/ml} \\ R_{v3} = 22,07\text{KN/ml} \end{cases} \quad ; \quad \text{A l'ELS : } \begin{cases} R_{v1} = 27,24\text{KN/ml} \\ R_{v2} = 14,24\text{KN/ml} \\ R_{v3} = 15,19\text{KN/ml} \end{cases}$$

• Schéma statique

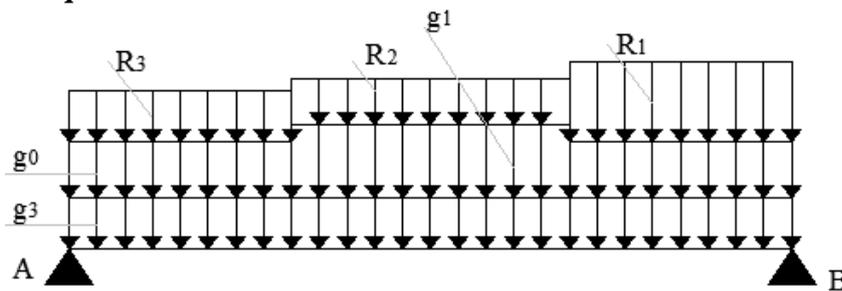


Fig.III.24. Schéma statique de la poutre brisée de l'escalier

• Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$$A \text{ l'ELU} \begin{cases} M_0 = 74,53 \text{KN.m} \\ M_a = -37,06 \text{KN.m} \\ M_t = 63,35 \text{KN.m} \\ T = 82,81 \text{KN} \end{cases} ; \quad A \text{ l'ELS} : \begin{cases} M_0 = 54,10 \text{KN.m} \\ M_a = 27,05 \text{KN.m} \\ M_t = 45,99 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Tableau III.25. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	63,35	0,163	0,223	30,05	6,05	0,32
En appui	37,06	0,095	0,125	31,35	3,39	0,32

• Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{82.81 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,33} = 1.003 \text{MPa}$$

• Armatures transversales à la flexion simple

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,25 \times 0,20}{400} = 0,50 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{(1,003 \times 0,30 \times 2,1) \times 0,25 \times 0,20}{0,8 \times 400} = 0,57 \text{cm}^2$$

Donc $A_t = 0,57 \text{cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

• **Le moment de torsion**

$$M_{t1} = -15.34 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = -13.72 \text{KN.m}$$

$$M_{t3} = -5.58 \text{KN.m}$$

Le moment max aux appuis : $M_t = 15,34 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

Donc $M_t = 15.34 \text{KN.m}$

Ferraillage :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5.00 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750.00 \text{cm}^2$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.34 \times 10^{-3}}{2 \times 750.00 \times 10^{-4} \times 0,05} = 2.05 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.45 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{1.003^2 + 2.05^2} = 2.28 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

• **Armatures longitudinales**

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110.00 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{15.34 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1,15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 3.71 \text{cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_s = A^t + A_l = 6,05 + 3,71 = 9,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA16=12.06cm²

✓ **En appui :**

$$A_s = A^a + A_l = 3,39 + 3,71 = 7,10 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA14 + 2HA12=8.42cm²

• **Armatures transversales à la torsion**

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{15.34 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1,15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.57 + 0.67 = 1.24 \text{ cm}^2 \text{ .On opte 2 cadre } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Tableau III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton

	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	45,99	9,26	128420	3,31	15	Vérifiée
En appui	27,05	7,95	96002	2,24	15	Vérifiée

• **Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$1. \frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,6} = 0,097 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0012 \leq \frac{L}{f_e} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,60} = 0,097 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45,99}{541} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage

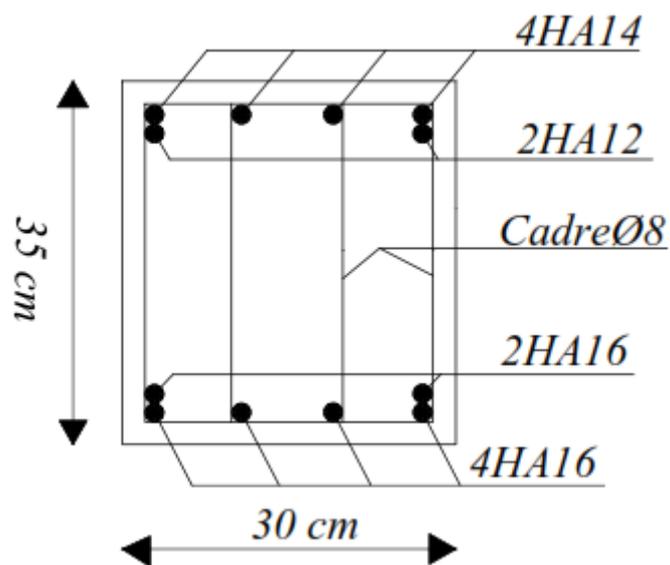
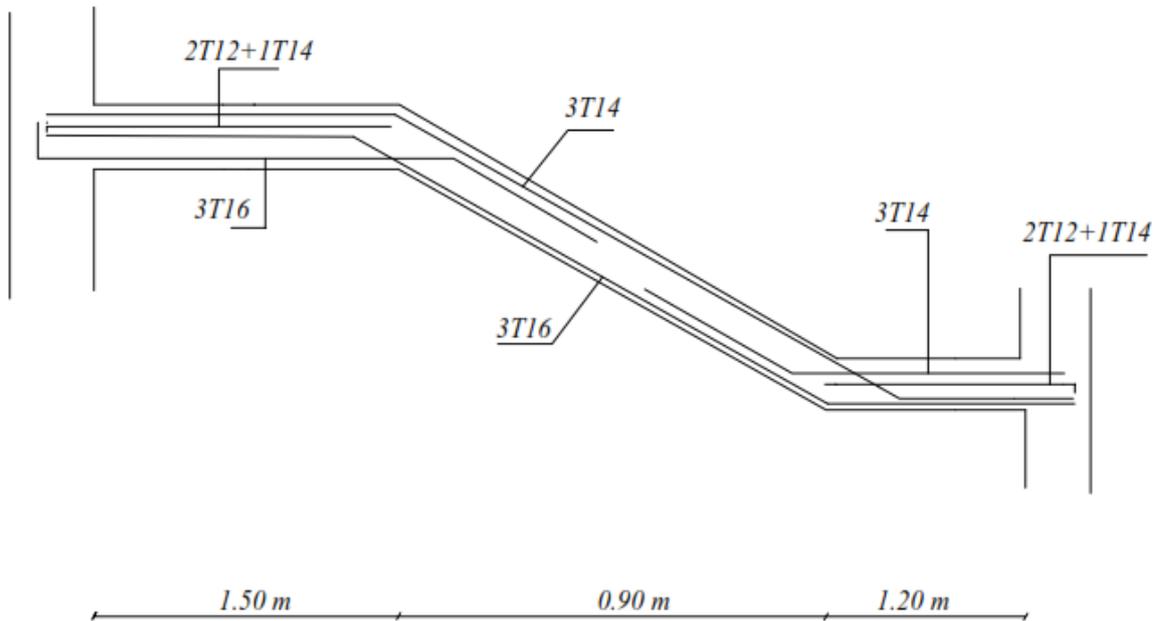


Fig.III.25. Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier

III.6. Cage d'ascenseur:

➤ Caractéristiques des ascenseurs

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement $v = (1\text{ m/s})$, la surface de la cabine est de 2.34 m^2 (1.30×1.80) pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{ kN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

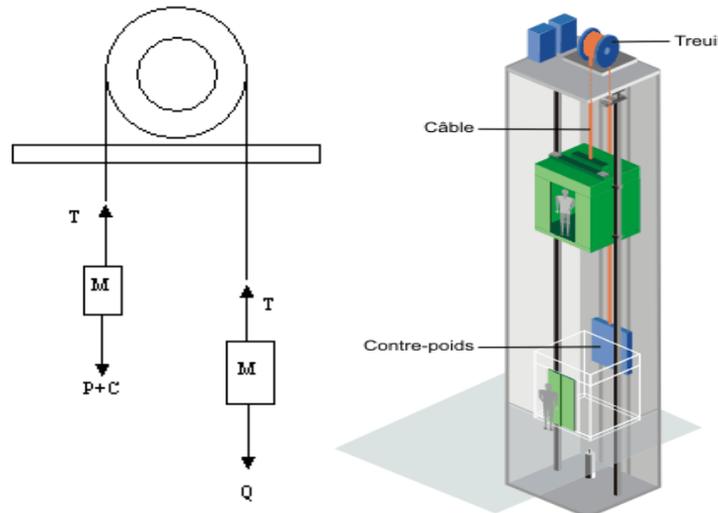


Fig.III.26 Schéma statique et concept d'ascenseur.

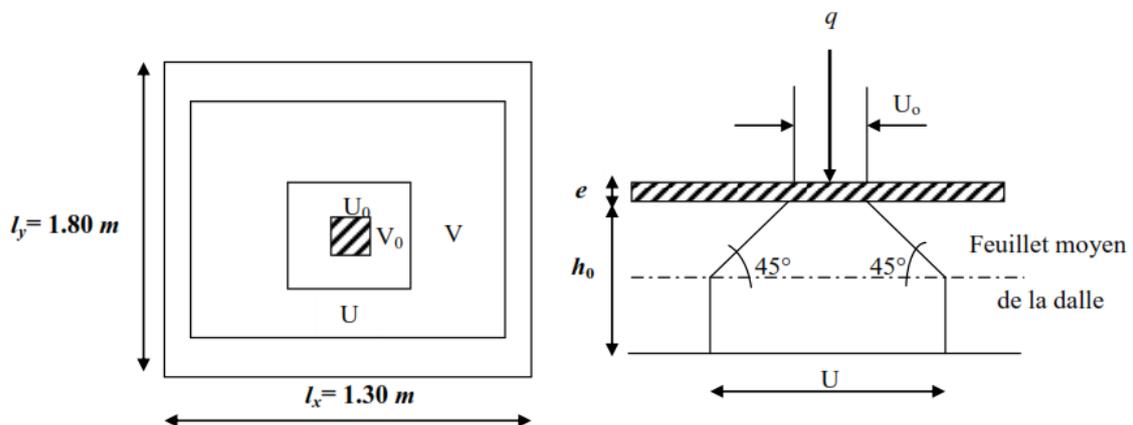


Fig.III.27. Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

➤ Calcul de la dalle plein de la salle machine

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec : $l_x = 1.30\text{ m}$ et $l_y = 1.80\text{ m}$.

Dimensionnement

h_0 doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003)

Soit : $h_0 = 15\text{ cm}$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{1,80} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \text{On a donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

On a $\begin{cases} U = U_0 + h_0 + k \cdot e \\ V = V_0 + h_0 + k \cdot e \end{cases}$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

k : Revêtement aussi solide que le béton ($k = 2$).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée).

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

1. Les moments M_{x1}, M_{y2} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 + v \cdot M_2 \\ M_{y1} = M_2 + v \cdot M_1 \end{cases}$$

Avec : v : Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0,72 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0,80 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0,60 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0,08 \text{ et } M_2 = 0,043$$

• **A L'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases}$$

Avec : $q_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

Donc : $\begin{cases} M_{x1} = 9,72 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 5,52 \text{KN.m} \end{cases}$

2. Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x2} et M_{y2}

$$\rho = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,464 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{Avec : } Q = 1\text{KN}/\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,048\text{KN}/\text{ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,89\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,41\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,72 + 0,89 = 10,61\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,22 + 0,41 = 5,63\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Donc les moments réels sont :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_x = 9,01 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t^y = 0,85M_y = 4,78 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_a^x = -0,3M_x = 3,18 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_a^y = -0,3M_y = 1,69 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage**

Tab.III.27. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	xx	9,01	0,037	0,047	12,75	2,03	1,37	4HA10=3,14
	yy	4,78	0,020	0,025	12,87	1,06	1,37	4HA10=3,14
Appui	xx	3,18	0,014	0,017	12,91	0,70	1,37	4HA8=2,01
	yy	1,69	0,007	0,008	12,95	0,37	1,37	4HA8=2,01

- **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$ avec :

- Q_u : charge de calcul à l'état ultime
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- $U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4,20\text{m}$
- $Q_u = 121,5\text{KN} < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5\text{KN}$.
 \Rightarrow Condition vérifiée \Rightarrow Aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times V} = 38,57\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,72 + 0,89 = 10,61\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,22 + 0,41 = 5,63\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T^u}{b_0 \times d} = \frac{38,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,29\text{MPa} \\ \bar{\tau} = 1,25\text{MPa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS : $\nu=0.2$

a. Moments engendrés par le système de levage

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q(M_1 + 0,2M_2) = 90(0,08 + 0,2 \times 0,043) = 7,97 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = q(M_2 + 0,2M_1) = 90(0,043 + 0,2 \times 0,08) = 5,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,71 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,97 + 0,71 = 8,68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,31 + 0,43 = 5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc les moments réels sont :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_x = 7,37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_y = 4,87 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_a^x = -0,3M_x = 2,60 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3M_y = 1,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton

		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	Observation
En Travée	xx	3,06	5608,73	4,02	15	Vérifiée
	yy	3,06	5608,73	2,65	15	Vérifiée
En appui	xx	2,51	3844,81	1,70	15	Vérifiée
	yy	2,51	8344,81	1,12	15	Vérifiée

• Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5, 32/BAEL91)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

- **Etat limite de déformation**

Selon X-X

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,15}{1,3} = 0,115 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_x}\right) = 0,042 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon Y-Y

$$\frac{h}{l_y} = \frac{0,15}{1,8} = 0,083 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_x}\right) = 0,042 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Conclusion**

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

- **Sens X-X**

En travée : 4HA10 avec $S_t = 25$ cm

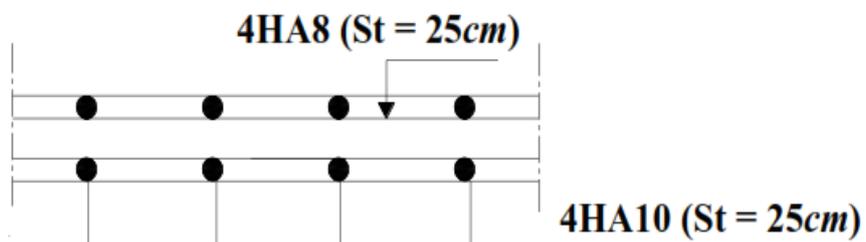
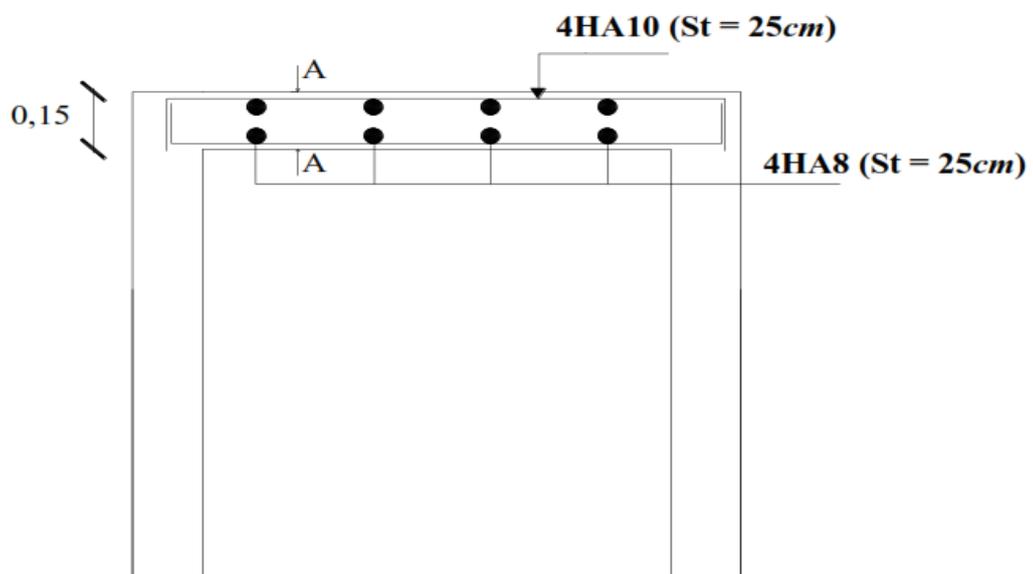
Aux appuis : 4HA8 avec $S_t = 25$ cm

- **Sens Y-Y**

En travée : 4HA10 avec $S_t = 25$ cm

Aux appuis : 4HA8 avec $S_t = 25$ cm

Schéma de ferrailage



Coupe A-A

Fig.III.28. Ferrailage de la salle machine.

Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1 Méthode statique équivalente

- **Principe :**

Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

- **Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65 \text{ cm}$ Pour les zones *I*; *II_a*.

$H \leq 30 \text{ cm}$ Pour la zone *II_b* et *III*.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration régulier, tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le *RPA99 (article 4.1.2)*.

- **Calcul de la force sismique totale**

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquée à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (*RPA tableau 4.1*)

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (*RPA99/version2003*).

Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q soient satisfait ou non. Elle est donnée dans le *tableau 4.4 du RPA99 2003*,

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité de d'exécution	0,1	0,1
Total	1,15	1,2

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$
 RPA 99 (Article .4.2.3).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 RPA99).

Concernant ce projet à usage d'habitation, donc on prend un coefficient de pondération $\beta = 0,20$.

D'après le ROBOT 2011, on trouve $W_{tot} = 37224.13KN$.

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

On a site meuble (S3) donc $\begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,50 s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir **tableau 4,2 du RPA99/V2003**.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$. RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

• Estimation de la période fondamentale de la structure

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.82 \end{cases}$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

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

$$h_n = 25.50m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050 \quad \text{Tableau (4-6)}$$

$$T = 0.050 \times (25.50)^{3/4} = 0.57s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 29.02\text{m}, \quad L_y = 16,48\text{ m}$$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que :

$$T_x = 0,43\text{s}$$

$$T_y = 0,56\text{s}$$

$$0,5\text{s} \leq T_x \leq 3\text{s} \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,43}\right)^{2/3} \text{ donc: } D_x = 2,26\text{ m}$$

$$0,5\text{s} \leq T_y \leq 3\text{s} \text{ d'ou } 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{2/3} \text{ donc: } D_y = 1,90\text{ m}$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 2.26 \times 1.15}{5} \times 37224.13 = 2902.36\text{ KN.} \\ V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.20}{5} \times 37224.13 = 2546.13\text{ KN.} \end{cases}$$

IV.2. Les méthodes dynamiques

• Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

• Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0\text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par l'application *spectre RPA99* (Fig. IV.1)

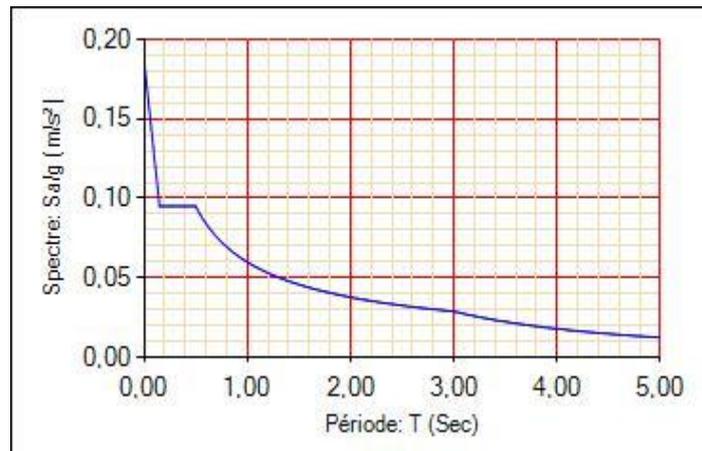


Fig.IV.1.1. Spectre de réponse selon XX

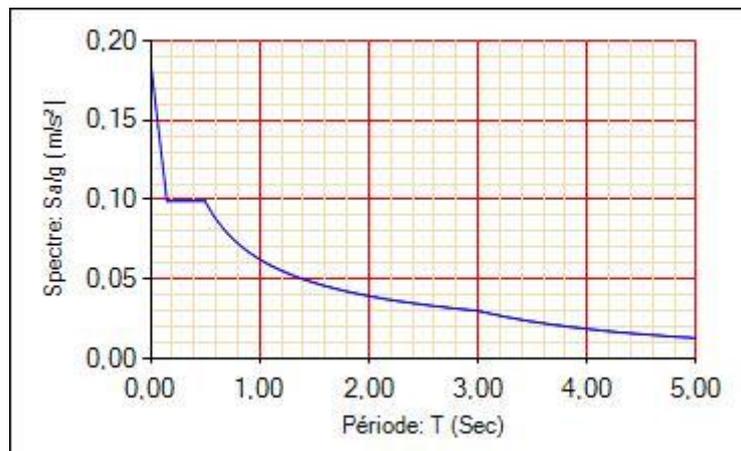


Fig.IV.1.2. Spectre de réponse selon YY

- **Les hypothèses**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, et de modifications des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

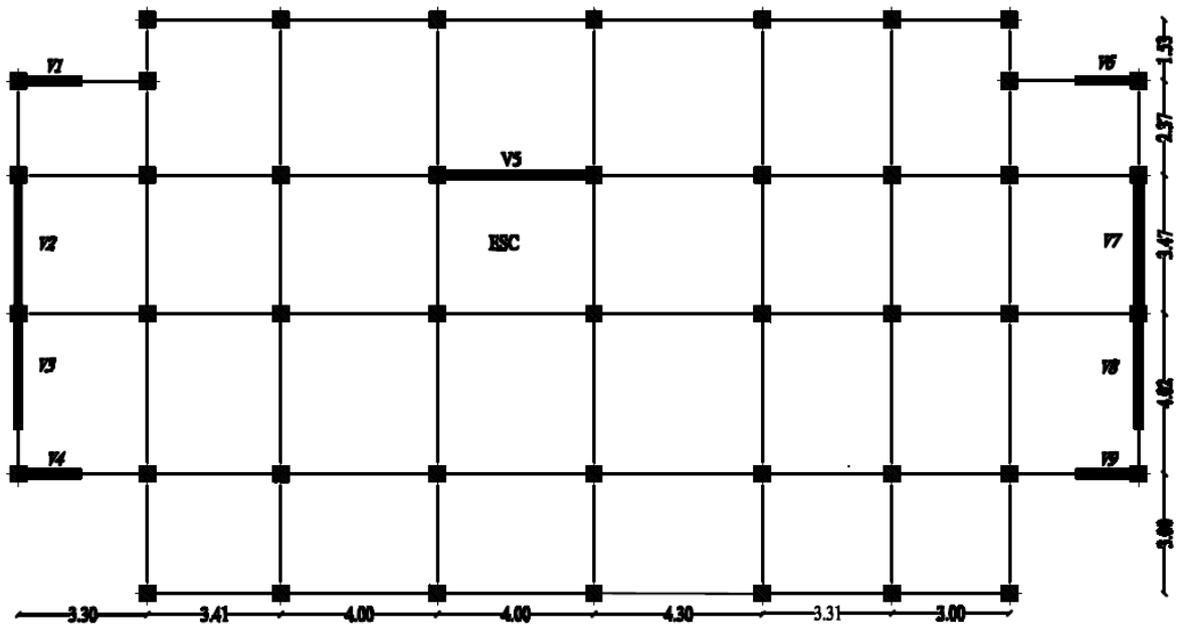


Fig.IV.2 Dispositions des voiles

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par *ROBOT 2011*.

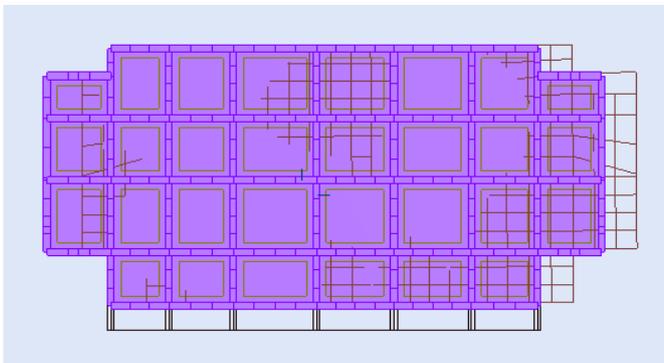


Fig.IV.3.a. 1^{ère} mode de déformation

(Translation suivant x-x)

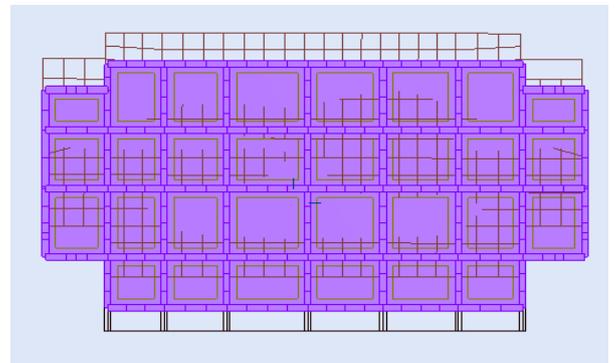


Fig.IV.3.b.2^{ème} mode de déformation

(Translation suivant y-y)

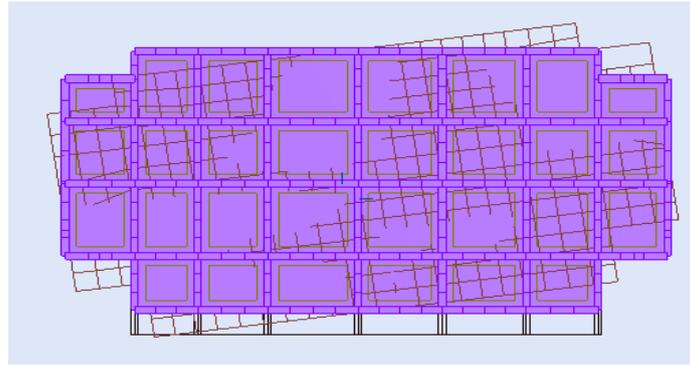


Fig.IV.3.c. 3^{ème} mode de déformation (Torsion autour de z-z)

IV.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Période et taux de participation.

		INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
MODE	PERIOD	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.56	0.7342	0.00450	0	0.73420	0.00450	0
2	0.54	0.0047	0.70940	0	0.73890	0.71390	0
3	0.38	0.0003	0.00010	0	0.73920	0.71400	0
4	0.17	0.1371	0	0	0.87630	0.71400	0
5	0.15	0	0.16690	0	0.87630	0.88100	0
6	0.11	0.0002	0	0	0.87650	0.88100	0
7	0.09	0.04980	0	0	0.92630	0.88100	0
8	0.07	0	0.05300	0	0.92630	0.93400	0
9	0.06	0.2170	0	0	0.92630	0.93400	0
10	0.05	0.00070	0	0.00076	0.94800	0.93400	0.00760
11	0.05	0	0	0.26520	0.94870	0.93410	0.27290
12	0.05	0	0	0	0.94880	0.93410	0.27290

- **Analyse des résultats**

La participation massique modale atteint les 90 % à partir du 7^{ème} mode selon xx.

La participation massique modale atteint les 90 % à partir du 8^{ème} mode selon yy.

Il est à constaté une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes. On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculé par les formules empiriques du *RPA 99* majorées de 30 %

$$T_x = 1,3 \times 0,43s = 0,56 s$$

$$T_y = 1,3 \times 0,56s = 0,73s$$

$$T_{Dx} = 0.56s = 0.56s ; T_{Dy} = 0.54s < 0.73s$$

IV.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ROBOT2011 sont :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

	Charge repris		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	30931,46	5631,74	84,5972453	15,4027547
1 ^{ère} étage	26523,09	4925,73	84,3373138	15,6626862
2 ^{ème} étage	22230,39	4442,21	83,3454181	16,6545819
3 ^{ème} étage	18140,95	3722,2	82,9750059	17,0249941
4 ^{ème} étage	14102,33	3084,2	82,0545509	17,9454491
5 ^{ème} étage	10325,61	2248,61	82,1173003	17,8826997
6 ^{ème} étage	6594,56	1385,12	82,6419105	17,3580896
7 ^{ème} étage	2934,16	536,06	84,5525644	15,4474356

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et des poutres comme suit :

RDC et 1^{ème} étage (55×60) cm²

2^{ème} et 3^{ème} étages (50×55) cm²

4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} étages (45×50) cm²

7^{ème} étages (40×45) cm²

➤ Les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales (40 ×45) cm²

Poutres secondaires (35×40) cm²

• **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ROBOT 2011 sont donnée sur le tableau suivante :

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles selon le sens xx

	Charge repris		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	984,5	1982,1	33,186139	66,813861
1 ^{ère} étage	1521,89	1293,73	54,0516831	45,9483169
2 ^{ème} étage	1451,13	1161,85	55,5354423	44,4645577
3 ^{ème} étage	1520,32	821	64,9343106	35,0656894
4 ^{ème} étage	1193,08	795,92	59,9839115	40,0160885
5 ^{ème} étage	1079,78	500,74	68,3180219	31,6819781
6 ^{ème} étage	888,81	232,06	79,2964394	20,7035606
7 ^{ème} étage	664,95	232,38	74,1031728	25,8968273

Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles selon le sens yy

	Charge repris		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	545,11	2980,04	15,4634993	84,5367844
1 ^{ère} étage	973,21	2392,37	28,9164753	71,0832276
2 ^{ème} étage	928,21	2172,09	29,9393607	70,0606393
3 ^{ème} étage	1028,5	1770,5	36,7453975	63,2549598
4 ^{ème} étage	825,15	1557,96	34,6249229	65,3750771
5 ^{ème} étage	798,59	1115,62	41,7190381	58,2809619
6 ^{ème} étage	722,69	642,03	52,955185	47,0448151
7 ^{ème} étage	614,24	234,92	72,3350134	27,6649866

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages. Il est à remarqué que les voiles au niveau de RDC sont les plus sollicités que les portiques

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{stat} (KN)	Observation
Sens x-x	2902.36	2946.18	1.01	Vérifiée
Sens y-y	2546.10	3425.85	1.34	Vérifiée

IV.4.4. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$

RPA99 (Article 5.10)

h_k : La hauteur de l'étage.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon xx

	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)
RDC	4.08	0.0002	0.001	0	0.001	0.0245098
1 ^{ère} étage	3.06	0.0004	0.002	0.001	0.001	0.0326797
2 ^{ème} étage	3.06	0.0008	0.004	0.002	0.002	0.0653594
3 ^{ème} étage	3.06	0.001	0.005	0.004	0.001	0.0326797
4 ^{ème} étage	3.06	0.0012	0.006	0.005	0.001	0.0326797
5 ^{ème} étage	3.06	0.0014	0.007	0.006	0.001	0.0326797
6 ^{ème} étage	3.06	0.0016	0.008	0.007	0.001	0.0326797
7 ^{ème} étage	3.06	0.0018	0.009	0.008	0.001	0.0326797

Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon y-y

	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)
RDC	4.08	0.0002	0.001	0	0.001	0.0245098
1 ^{ère} étage	3.06	0.0004	0.002	0.001	0.001	0.0326797
2 ^{ème} étage	3.06	0.0006	0.003	0.002	0.001	0.0326797
3 ^{ème} étage	3.06	0.001	0.005	0.003	0.002	0.0653594
4 ^{ème} étage	3.06	0.0012	0.006	0.005	0.001	0.0326797
5 ^{ème} étage	3.06	0.0014	0.007	0.006	0.001	0.0326797
6 ^{ème} étage	3.06	0.0016	0.008	0.007	0.001	0.0326797
7 ^{ème} étage	3.06	0.0018	0.009	0.008	0.001	0.0326797

• Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\begin{cases} \text{sens } xx : \Delta_{k\max} = 0.2\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}. \\ \text{sens } yy : \Delta_{k\max} = 0.2\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}. \end{cases}$$

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

$$\text{niveau « k » ; avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

- v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : Hauteur de l'étage « k ».
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
RDC	4.08	37224.13	0.001	2966.60	0.0030	0.001	3525.14	0.0025
1 ^{ère} étage	3.06	31448.82	0.001	2815.62	0.0036	0.001	3365.59	0.0030
2 ^{ème} étage	3.06	26672.60	0.002	2612.98	0.0066	0.001	3100.30	0.0028
3 ^{ème} étage	3.06	21863.15	0.001	2341.32	0.0030	0.002	2798.99	0.0051
4 ^{ème} étage	3.06	17186.53	0.001	1989.00	0.0028	0.001	2383.11	0.0023
5 ^{ème} étage	3.06	12574.22	0.001	1580.52	0.0025	0.001	1914.21	0.0021
6 ^{ème} étage	3.06	7979.68	0.001	1120.87	0.0023	0.001	1364.72	0.0019
7 ^{ème} étage	3.06	0	0.001	898.33	0	0.001	849.16	0

- **Analyse des résultats**

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 alors l'effet P- Δ peut être négligé.

IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter la rupture fragile. La formule utilisée

est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ RPA 99 (Article 7.1.3.3)

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par *ROBOT 2011*.
- B_c : L'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau (IV.9)

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

niveau	Sections des poteaux (cm ²)	N (KN)	ν	observation
RDC et 1 ^{ème} étage	55×60	2238.37	0.27	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50×55	9004.11	0.13	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45×50	560.92	0.099	Vérifiée
7 ^{ème} étages	40×45	167.50	0.037	vérifiée

IV.5. CONCLUSION

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente. La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel ROBOT 2011.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Afin de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur.

Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables.

- * $1.35G+1.5Q$; $G+Q+E$; $0,8G+E$
- * $G+Q$; $G+Q-E$; $0,8G-E$

Le ferraillage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003**a. Armatures longitudinales**

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\varphi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varphi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

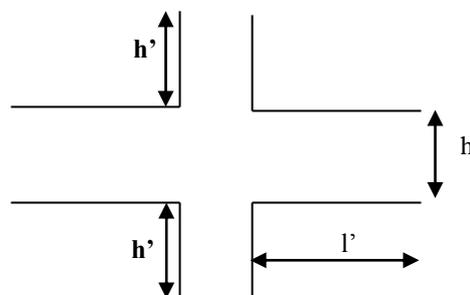


Fig. V.1. Zone nodale

- **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ère} étage	55*60	26,40	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50*55	22,00	110	165
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45*50	18,00	90	135
7 ^{ème} étage	40*45	14,40	72	108

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \rightarrow \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature 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'élanement 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 pour la zone IIa :

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_l$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{Elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

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 10ϕ 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.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *ROBOT 2011* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	Sectio n (cm ²)	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
RDC et 1 ^{ère} étage	55*60	2238,37	141,17	1401,37	105,8	173,44	141,60
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50*55	1113,45	5,14	472,51	43,44	192,2	10,32
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45*50	730,52	4,86	118,69	23,94	127,97	8,44
7 ^{ème} étage	40*45	192,46	18,23	80,36	10,93	68,77	54,67

V.1.3. Ferrailage : armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans le tableau (tab5.9).

• Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC et 1^{ère} étage, avec les sollicitations suivantes :

- N_{max} = 2238,37KN M_{cor} = 141,17KN.m
- M_{max} = 173,44kN.m N_{cor} = 141,60KN
- N_{min} = 1401,37KN M_{cor} = 105,8KN.m

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.57m; d_0 = 0.03m$$

$$N = 2238,37KN \text{ (de compression)}$$

$$M = 141,17KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.063m$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M+N \times (d-h/2) = 141.17 + 2238,37 \times (0.57-0.60/2) = 642,47 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2238,37 \times 10^{-3} \times (0.57-0.03) - 642,47 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0,60 \times 14.2$$

0.56 ≥ 0,83 non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{642,47 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.25 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.250 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.167$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{642,47 \times 10^{-3}}{0.53 \times 348} = 34.83 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -29.49 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M = 173.44 \text{ KN.m}, N = 141.60 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 1.22 \text{ m}$$

(I) ⇒ -0.096 ≥ 0,83 non vérifiée ⇒ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0.211 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.083 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.052 \Rightarrow z = 0.55 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 11.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 6.95 \text{ cm}^2 > 0$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$M = 105,80 \text{ KN.m}, N = 1401,37 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.075 \text{ m}$$

(I) ⇒ 0,075 ≥ 0,83 non vérifiée ⇒ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0.406 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.160 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.104 \Rightarrow z = 0.54 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 21.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -18,66 \text{ cm}^2 < 0$$

Tableau V. 3 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A _{sup}	A _{inf}	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
RDC et 1^{ere} étage	55×60	141,17	2238,37	0.00	0.00	26,40	28,65	4T20+8T16
		105,8	1401,37	0.00	0.00			
		173,44	141,60	0.00	6,95			
2^{eme} et 3^{eme} étages	50×55	5,14	1113,45	0.00	0.00	22,00	24,88	4T20+8T14
		43,44	472,51	0.00	0.00			
		192,20	10,32	0.00	2,42			
4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme}	45×50	4,86	730,52	0.00	0.00	18,00	20,36	4T16+8T14
		23,94	118,69	0.00	0.00			
		127,97	8,44	0.00	1,60			
7^{eme} étage	40×45	18,23	192,46	0.00	0.00	14,40	15,21	4T14+8T12
		10,93	80,36	0.00	0.00			
		68,77	54,67	0.00	0,081			

V.1.4. Ferrailage : armatures transversales

Le tableau ci-après (tableau.V.4) résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4-Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	∅ _l ^{min} (cm)	l _f (cm)	λ _g	V _u	l _r (cm)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
55×60	1.6	285,6	5,19	148,79	80	10	15	3,48	2,7	4,71	6T10
50×55	1,4	214,2	4,28	125,62	80	10	15	3,21	3,96	4,71	6T10
45×50	1.6	214,2	4,76	83,64	80	10	15	2,35	3,91	4,71	6T10
40×45	1.4	214,2	5,35	47,13	80	10	15	1,47	2,02	3,02	6T8

Conformément au RPA 99.V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales

est : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$ Condition vérifiée

V.1.5. Vérifications

V.1.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Selon le CBA93 (artB.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

B_r: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b=1.5 : Coefficients de sécurité béton

γ_s=1.15 : Coefficients de sécurité acier

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$ Pour 50 ≤ λ ≤ 70

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par α/1.10.

l'élanement mécanique est donné par :

λ = 3.46 × l_f/b pour les sections rectangulaires,

l_f = 0.7l₀ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage
On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancés.

$$N_d = 1531,80 \text{ KN}$$

$$l_f = 285,6 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 17,96 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,80$$

$$B_r = (0,6 - 0,02) \times (0,55 - 0,02) = 0,3074 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,3074 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 28,65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 5,35 \text{ MN}$$

$$1,1 \times N_d = 1,1 \times 1,5318 = 1,68 \text{ MN} < 5,35 \text{ MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant (tableau.V.5) résume les résultats des autres vérifications

Tableau V.5-Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	1,1 × N _d (MN)	Obs
RDC et 1 ^{ère} étage	55 × 60	408	285,6	17,96	0,800	28,65	0,3074	5,35	1,5318	1,68	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50 × 55	306	214,2	14,82	0,821	24,88	0,2544	4,46	0,11345	1,22	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45 × 50	306	214,2	16,48	0,814	20,38	0,2064	3,62	0,73052	0,80	Vérifiée
7 ^{ème} étages	40 × 45	306	214,2	18,55	0,805	15,21	0,1634	2,42	0,19246	0,21	Vérifiée

On voit bien que $1,1 \times N_d < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que $\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.} \end{cases}$$

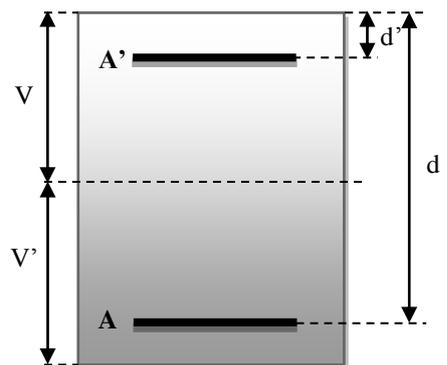
$$B = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d) \right] \times \frac{1}{B} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	section	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC et 1 ^{ère} étage	55*60	57	28,65	37,42	22,58	0,013	1118,01	28,46	6,20	1,06	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50*55	52	24,88	34,62	20,38	0,009	812,63	12,47	5,31	1,00	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	45*50	47	20,38	31,45	18,55	0,006	533,32	18,89	4,88	0,44	15
7 ^{ème} étages	40*45	42	15,21	24,69	20,31	0,004	140,85	19,72	2,10	-0,46	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou

égale à la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \rightarrow \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	observation
RDC et 1 ^{ère} étage	55*60	285,6	4,76	0,04	0,57	148,79	0,47	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	50*55	214,2	3,89	0,04	0,52	125,62	0,48	1	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	45*50	214,2	4,28	0,04	0,47	83,64	0,39	1	Vérifiée
7 ^{ème} étages	40*45	214,2	4,76	0,04	0,42	47,13	0,28	1	Vérifiée

V.1.6. Disposition constructive des poteaux

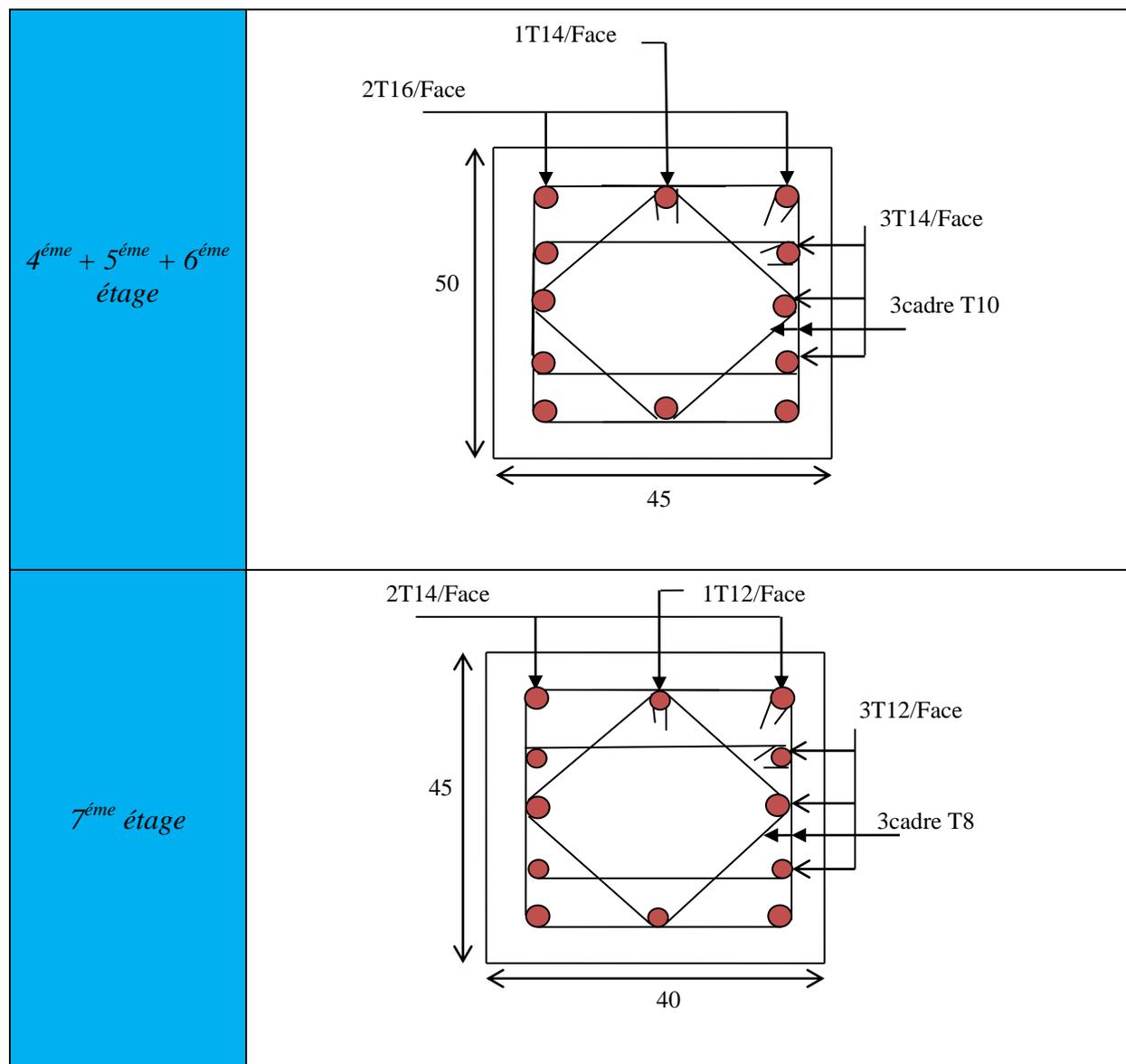
- Longueur de recouvrement (L_r)

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que :

$$\begin{cases} \varnothing 1 = 14\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 56\text{ cm}, \text{ soit : } l_r = 60\text{ cm} \\ \varnothing 1 = 16\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 64\text{ cm}, \text{ soit : } l_r = 65\text{ cm} \\ \varnothing 1 = 20\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 80\text{ cm}, \text{ soit : } l_r = 80\text{ cm} \end{cases}$$

• Schéma de ferrailage

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<i>RDC+1^{ère} étage</i>	<p>2T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>60</p> <p>55</p> <p>3T16/Face</p> <p>3cadre T10</p>
<i>2^{ème} + 3^{ème} étage</i>	<p>2T20/Face</p> <p>1T14/Face</p> <p>55</p> <p>50</p> <p>3T14/Face</p> <p>3cadre T10</p>



V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($40 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel *ROBOT 2011* combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

- * $1.35G + 1.5Q$
- * $G + Q$
- * $G + Q \pm E$
- * $0.8G \pm E$

V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003

- **Les armatures longitudinales**

- ✓ 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.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa 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 **fig.V.2**, 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.
- ✓ 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

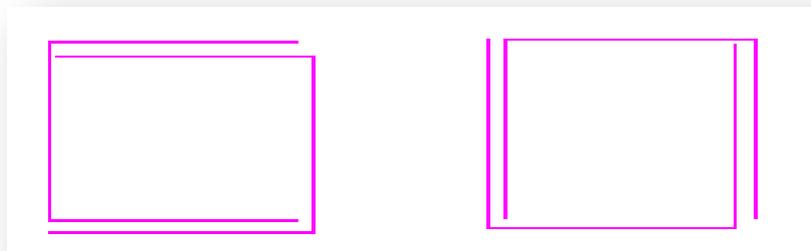


Fig.V.2 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

- **Les armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\phi_1^{\min})$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_l : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	40×45	9	72	108
Secondaire	35×40	7	56	84

V.2.3. Sollicitations de calculs

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

Tableau V.9-ferraillage des poutres principales

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appui	V (KN)
RDC	91,21	-104,12	6,62	7,54	9,42	9,42	9	3T16+3T12	3T16+3T12	125,65
Etage1	142,49	-156,73	10,57	11,73	10,65	12,81	9	3T16+3T14	3T20+3T12	206,51
Etage2	150,78	-164,23	11,24	12,35	12,81	12,81	9	3T20+3T12	3T20+3T12	217,12
Etage3	146,32	-159,03	10,88	11,92	10,96	12,81	9	3T20+1T14	3T20+3T12	212,21
Etage4	132,45	-143,05	9,76	10,61	10,65	10,65	9	3T16+3T14	3T16+3T14	193,72
Etage5	121,20	-130,77	8,87	9,62	9,42	10,65	9	3T16+3T12	3T16+3T14	176,57
Etage6	103,62	-112,00	7,50	8,15	9,42	9,42	9	3T16+3T12	3T16+3T12	153,53
Etage7	61,25	-100,62	4,32	7,27	9,42	8,01	9	3T16+3T12	3T12+3T14	89,48

Avec M_t : moment en travée

M_a : moment en appui.

Tableau V.10-ferraillage des poutres secondaires

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appui	V (KN)
RDC	83,77	-86,70	5,99	6,21	8,01	8,01	7	3T12+3T14	3T12+3T14	114,70
Etage1	95,45	-119,22	6,87	8,71	8,01	9,42	7	3T12+3T14	3T16+3T14	131,63
Etage2	99,87	-118,93	7,21	8,69	8,01	9,42	7	3T12+3T14	3T16+3T14	133,79
Etage3	101,92	-109,36	7,37	7,94	8,01	8,01	7	3T12+3T14	3T12+3T14	125,75
Etage4	93,75	-98,75	6,75	7,13	8,01	8,01	7	3T12+3T14	3T12+3T14	111,57
Etage5	81,94	-93,78	5,85	6,75	8,01	8,01	7	3T12+3T14	3T12+3T14	97,17
Etage6	79,44	-87,05	5,67	6,24	8,01	8,01	7	3T12+3T14	3T12+3T14	81,43
Etage7	42,96	-84,94	3,00	6,08	3,39	6,79	7	3T12	6T12	53,96

➤ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

• **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée.

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée.

• **Poutres secondaires :**

En zone courante :

$$A_{max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A \text{ Condition vérifiée}$$

En zone de recouvrement

$$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A \text{ Condition vérifiée}$$

• **Les longueurs de recouvrement :**

Art (7.5.2.1).

La longueur minimale de recouvrements est de $L_r = 40 \times \Phi$

$\Phi = 12 \text{ mm}$: $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 40 \text{ cm}$

$\Phi = 14 \text{ mm}$: $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 16 \text{ mm}$: $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 65 \text{ cm}$

$\Phi = 20 \text{ mm}$: $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

V.2.4. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(10, \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right) = \min(12; 12,85; 40); \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(10, \frac{400}{35}; \frac{350}{10}\right) = \min(12; 11,42; 35); \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend 4T8 = 2,01 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Calcul des espacements:**

Selon le RPA :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$

Poutres principales : $S_t = (11,25\text{cm}; 12\text{cm}; 30\text{cm})$; Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t = (10\text{cm}; 12\text{cm}; 30\text{cm})$; Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérifications des armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.44 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > \dots\dots A_t^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

V.2.5. Vérification

V.2.5.1. Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

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

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

- **Pour les poutres principales :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{217,12 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42} = 1.29 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{133.79 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42} = 0.79 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	12,81	217,12	164,23	6,25	-6,24	Vérifiée
Secondaires	9,42	131,63	119,22	3,78	-6,50	Vérifiée

V.2.5.2. Vérification à l'ELS:

- L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- État limite de compression du béton :

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	79,73	15,85	184488,18	6,84	15	vérifiée
	Travée	58,02	15,34	173720,39	5,12	15	vérifiée
Secondaires	Appui	76,92	13,71	106709,38	9,88	15	vérifiée
	Travée	30,52	12,87	94828,54	4.14	15	vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)
- Vérification de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

nécessaire : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Condition (1)

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ Condition (2)

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Condition (3)

➤ **Poutres principales**

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{45}{430} = 0.104 > 0.062$ Condition vérifiée

(2) : $\frac{h}{l} = 0.104 > 0.0104$ Condition vérifiée

(3) : $\frac{12.81}{0.4 \times 0.42} = 0.0076 < 0.0105$ Condition vérifiée

➤ **Poutres secondaire**

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{40}{408} = 0.098 > 0.062$ Condition vérifiée

(2) : $\frac{h}{l} = 0.098 > 0.0069$ Condition vérifiée

(3) : $\frac{8.04}{0.3 \times 0.27} = 0.0061 < 0.0105$ Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5.3. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/2003** dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition(*), pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ (*) *RPA99/03 (Article 7.6.2)*

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

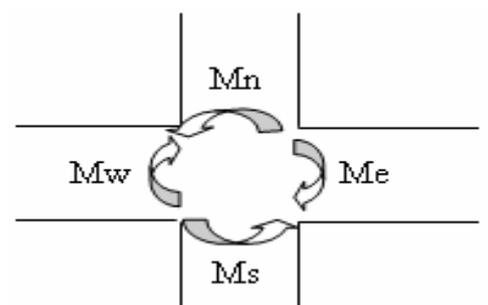


Fig V.3. La zone nodale

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}, \quad z = 0,90 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
55*60	54	28,65	538,39
50*55	49,5	25,13	432,88
45*50	45	20,61	322,75
40*45	40,5	18,73	263,98

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	P.P (40×45)	40,5	9,42	132,76
	P.S (35×40)	36	8,01	100,34
Etage1	P.P (40×45)	40,5	11,78	166,02
	P.S (35×40)	36	9,42	118,01
Etage2	P.P (40×45)	40,5	12,81	180,54
	P.S (35×40)	36	9,42	118,01
Etage3	P.P (40×45)	40,5	12,81	180,54
	P.S (35×40)	36	8,01	100,34
Etage4	P.P (40×45)	40,5	10,65	150,10
	P.S (35×40)	36	8,01	100,34
Etage5	P.P (40×45)	40,5	10,65	150,10
	P.S (35×40)	36	8,01	100,34
Etage6	P.P (40×45)	40,5	9,42	132,76
	P.S (35×40)	36	8,01	100,34
Etage7	P.P (40×45)	40,5	8,01	112,89
	P.S (35×40)	36	6,79	85,06

V.2.5.4 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Poutre	M_S (KN.m)	M_N (KN.m)	$M_W = M_E$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	1.25 $(M_W + M_E)$ (KN.m)	Vérification
eRDC	PP	538,39	538,39	132,76	1076,78	331,9	Vérifiée
	PS			100,34		250,85	Vérifiée
Etage1	PP	538,39	432,88	166,02	971,27	415,05	Vérifiée
	PS			118,01		295,02	Vérifiée
Etage2	PP	432,88	432,88	180,54	865,76	451,35	Vérifiée
	PS			118,01		295,02	Vérifiée
Etage3	PP	432,88	322,75	180,54	755,63	451,35	Vérifiée
	PS			100,34		250,85	Vérifiée
Etage4	PP	322,75	322,75	150,10	645,5	375,25	Vérifiée
	PS			100,34		250,85	Vérifiée
Etage5	PP	322,75	322,75	150,10	645,5	375,25	Vérifiée
	PS			100,34		250,85	Vérifiée
Etage6	PP	322,75	263,98	132,76	586,73	331,9	Vérifiée
	PS			100,34		250,85	Vérifiée
Etage7	PP	263,98	263,98	112,89	527,96	282,22	Vérifiée
	PS			85,06		212,65	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

Schéma de ferrailage :

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres principales de RDC. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres

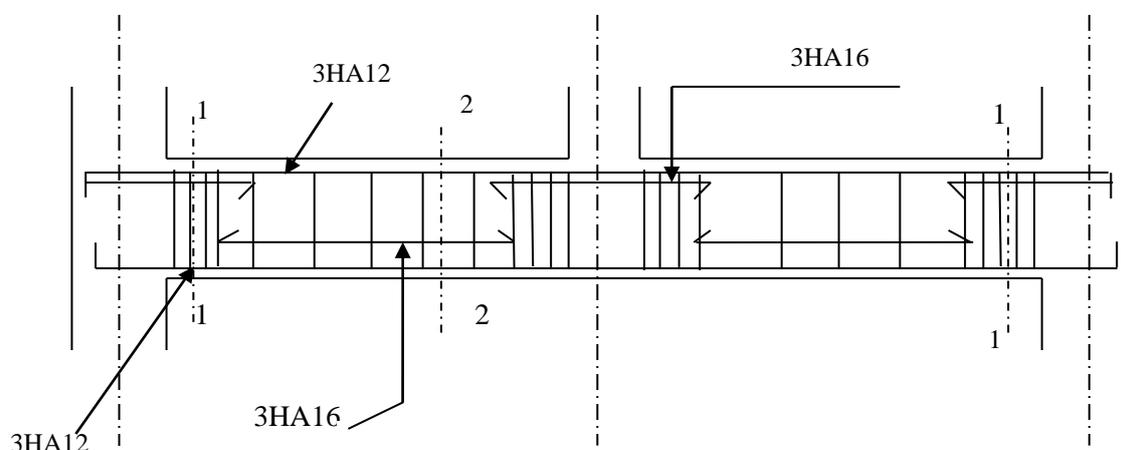


Fig.V. 4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres

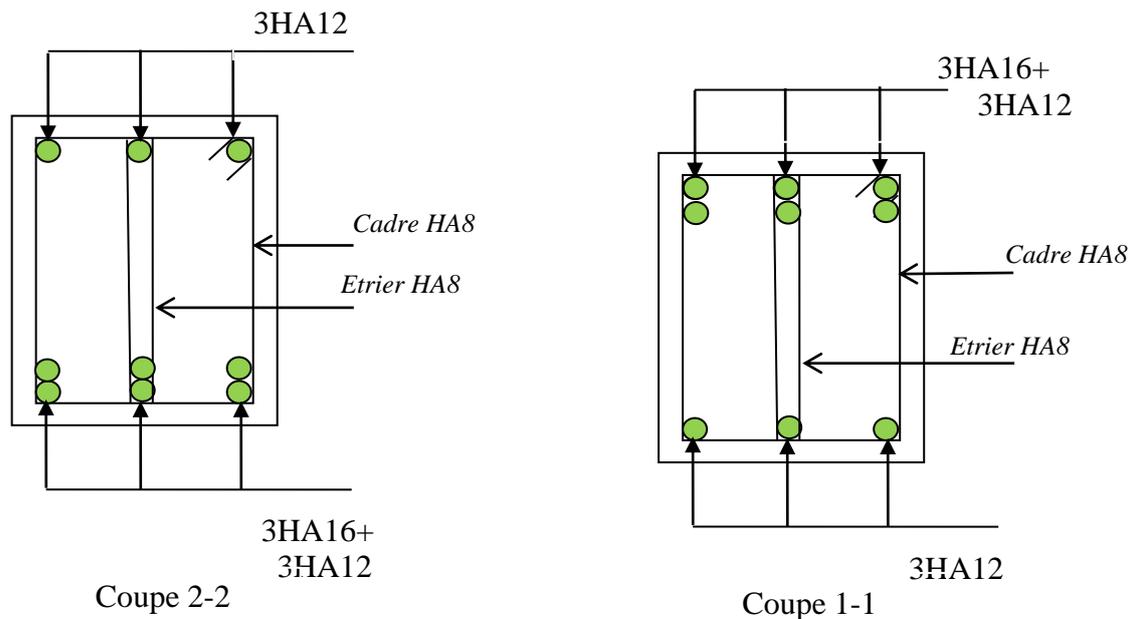


Fig .V.5 : Schéma de ferrailage des poutres de RDC

V.3. 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 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles 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 travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT 2011 dans l'ordre suivant :

- * $1.35G+1.5Q$
- * $G+Q$
- * $G+Q \pm E$
- * $0.8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile

- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

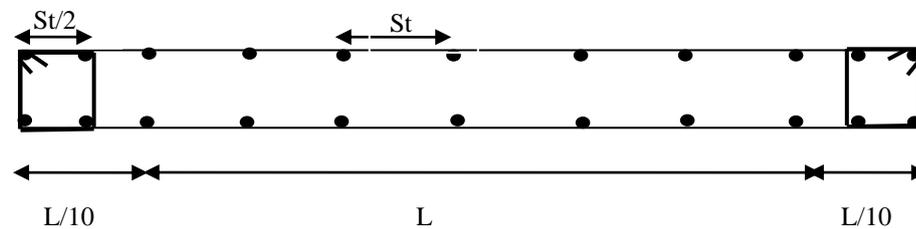


Fig.V.6. Disposition des armatures dans les voiles

- **Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \varphi$

- **Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

b) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1,5 \times a ; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- *Sens x-x :*

Tableau V.16. Sollicitation maximale dans les voiles // x-x ($l=1,6m$) à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	-876,84	-12,23	-416,79	-121,28	237,21	44,64	660,26
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-726,55	-35,99	-363,51	-48,51	173,69	27,48	728,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	-483,1	-52,33	-337,35	-31,88	88,58	41,03	675,12
7 ^{ème} étages	-88,82	6,12	-251,5	-24,52	14,97	9,6	494,49

Tableau V.17. Sollicitation maximale dans les voiles // x-x ($l=4,00m$) à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	-2065,08	-44,41	-2478,52	-1519,66	235,71	259,78	1296,6
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-1680,5	-46,69	-773,88	-1239,54	-24,75	72,08	715,74
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	-1232,62	-38,41	-518,95	-502,53	-34,96	13,28	432,91
7 ^{ème} étages	-371,4	-16,44	-362,99	-284,51	28,79	3,1	286,26

- *Sens y-y*

Tableau V.18. Sollicitation maximale dans les voiles // y-y ($l=2,58m$) à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	-2696,27	-715,13	736,55	1395,90	1566,6	732,72	951,2
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-1174,53	-286,1	521,43	8,91	319,69	290,39	996,67
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	-585,65	-168,76	498,48	-6,33	139,88	156,15	950,82
7 ^{ème} étages	-191,09	-170,35	182,27	181,39	183,89	179,57	327,99

Tableau V.19. Sollicitation maximale dans les voiles // y-y ($l=3,47m$) à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	-2049,74	1184,26	1232,19	397,12	607,67	1223,19	1092,68
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-1191,64	-564,48	606,61	-95,27	80,7	79,31	772,09
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	-649,62	-178,54	185,46	-268,05	27,01	56,56	518,74
7 ^{ème} étages	-214,71	-109,77	-109,77	-214,71	42,02	57,38	171,39

V.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » pour une section ($b \times L$). Les efforts sont tirés directement du ROBOT 2011 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables.

Le calcul des armatures horizontales se fait selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du *RPA99/v2003 Art (7.7.2.)* comme suit : $\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$

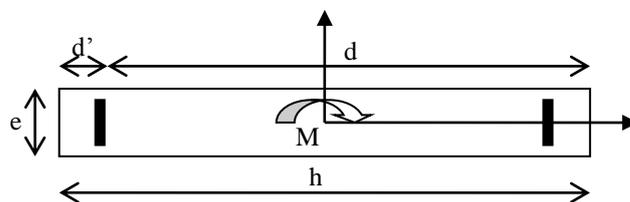


Fig.V.7.Schéma d'un voile plein.

Tableau V.20 – Ferrailage des voiles // à x-x' (l=1.60m) dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^e re étage	2et3 ^{ème} étage	4,5et6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20*1.6	0.2*1.6	0.2*1.6	0.2*1.6
M(KN)	-12,23	-35,99	-52.33	6.12
N(KN)	-876,84	-726,55	-483.1	-88.2
section	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue
V (KN)	660.26	728.1	675.12	494.49
τ (MPa)	3.21	3.53	3.28	2.40
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.93	11.41	8.35	1.43
A_v^{min} (cm ²)	6.40	6.4	6.4	6.4
A_v^{adop} (cm ²)	15.82	13.35	9.42	9.42
N^{bre} /par face	14HA12	17HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.45	1.99	1.85	1.85
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} /par plan	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21 – Ferrailage des voiles // à x-x' (l=4.00m) dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{ere} étage	2et3 ^{eme} étage	4,5et6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20*4	0.20*4	0.20*4	0.20*4
M(KN)	-44.41	-46.69	-38.41	-16.44
N(KN)	-2065.08	-1680.5	-1232.62	-371.4
section	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue
V (KN)	1296.60	715.74	432.91	286.26
τ (MPa)	2.52	1.39	0.84	0.55
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	30.16	24.66	18.13	5.51
A_v^{min} (cm ²)	16	16	16	16
A_v^{adop} (cm ²)	32.17	26.17	18.47	18.10
N^{bre} /par face	16HA16	17HA14	12HA14	16HA12
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.42	0.78	0.47	0.70
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} /par plan	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22 – Ferrailage des voiles // à y-y' (l=2.58m) dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{ere} étage	2et3 ^{eme} étage	4,5et6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20*2.58	0.20*2.58	0.20*2.58	0.20*2.58
M(KN)	-715.13	-286.10	-168.76	-170.35
N(KN)	-2696.26	-1174.53	-585.66	-191.09
section	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Partiellement Comprimé
V (KN)	951.20	996.67	650.82	327.99
τ (MPa)	2.86	3.00	1.96	0.55
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	30.16	21.66	11.24	1.46
A_v^{min} (cm ²)	10.32	10.32	10.32	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	53.41	22.12	12.32	7.04

N^{bre} /par face		17HA20	11HA16	8HA14	14HA8
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)		3.58	3.76	2.45	0.14
A_h^{min} (cm ²)		0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)		4.02	4.02	2.51	2.51
N^{bre} /par plan		8HA8	8HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)		20	20	20	20

Tableau V.23 – Ferrailage des voiles // à y-y' (l=3.47m) dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{ère} étage	2et3 ^{ème} étage	4,5et6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20*3.47	0.20*3.47	0.20*3.47	0.20*3.47
M(KN)	1184.26	-649.62	-178.54	-109.74
N(KN)	-2049.74	-1191.64	-649.62	-214.71
section	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Tendue
V (KN)	192.68	722.90	518.74	171.39
τ (MPa)	0.43	1.62	1.16	0.38
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	44.17	25.20	11.55	4.45
A_v^{min} (cm ²)	13.88	13.88	13.88	13.88
A_v^{adop} (cm ²)	47.12	26.14	14.7	14.7
N^{bre} /par face	15HA20	13HA16	13HA12	13HA12
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.54	2.03	1.45	0.48
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	5.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} /par plan	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

V.3.4. schéma de ferrailage

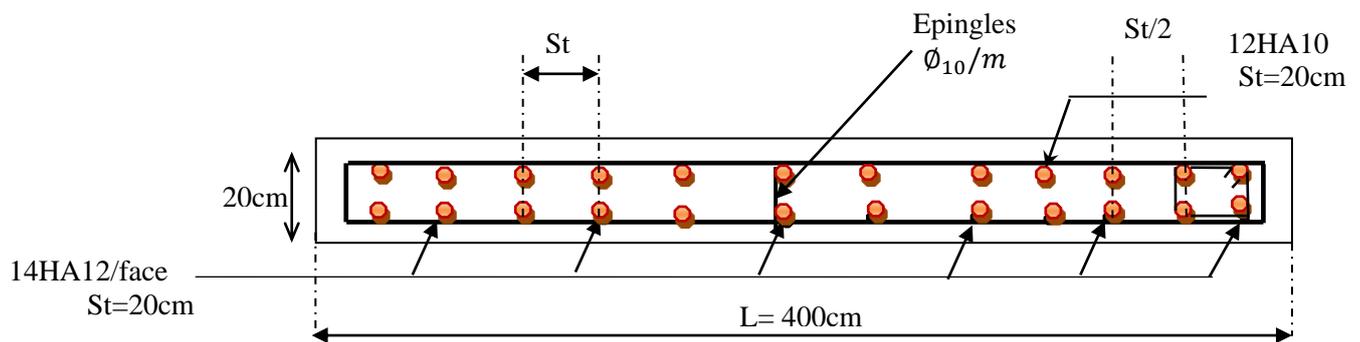


Fig. V.8. Schéma de ferrailage de voile // $x-x$ pour les étages 4, 5 et 6

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé

Par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel *ROBOT 2011*.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le *ROBOT*.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA 99* et le *BAEL 91*.

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI.1. Etude des fondations

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, la contrainte admissible est de 1,5 bars.

D'après *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G + Q + E$ et $0.8G + E$

VI.1.1. Vérification des semelles isolées

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *ROBOT 2011*.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($S = B^2$) et $N = 2238,37KN$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 3,86 \text{ m.}$$

On voit bien que la surface qu'il faut pour une semelle isolée est bien trop grande, alors on ne peut pas utiliser des semelles isolées pour nos fondations.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Soit la surface de l'ensemble des semelles filantes :

$$S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{SOL}}} = \frac{1.1 \times 36563,20}{150} = 268,13m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 478,25 m^2$

Calcul du rapport

$$\frac{S}{S_{bat}} = \frac{268,13}{478,25} = 0,56 \Rightarrow S > 50\%S_{bat}$$

Donc la surface des semelles représente 56%.

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes est supérieure à 50% de la surface du sol d'assise $S > 50\%S_{bat}$, alors on opte pour un radier général.

VI.1.3. Vérification d'un radier général :

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Ce type de fondation est surtout utilisé lorsque le terrain est affouillable, lorsque le bon sol est situé trop bas ou lorsque l'on désire construire des sous-sols. Dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tout risque de tassements différentiels.

VI.1.3.1. Pré dimensionnement

- **La condition de coffrage**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est : $L_{max} = 430 \text{ cm}$

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{402}{10} \Rightarrow h_t \geq 40,2\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{402}{20} \Rightarrow h_0 \geq 20,1\text{cm}; \text{ on prend } h_0 = 40\text{cm} .$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\begin{cases} ht = 60\text{cm} \\ I = 0.018\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.76\text{m} \\ L_{max} = 4,3\text{m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33\text{m} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

- **La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{40844,51}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 272,29m^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de **ROBOT 2011**.

La surface du bâtiment : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 29.02 \times 16.48 \Rightarrow S_{bat} = 478.25m^2$

On opte pour $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 478,25m^2$

VI.1.3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \qquad \qquad \qquad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

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 : hauteur de radier.

h = 60cm.

$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.55 + 0,60 + 2 \times 0.60) \Rightarrow \mu_c = 4.7m$.

$Q_u = 2238,37KN < 0.045 \times 4.7 \times 0.6 \times (25/1.5) = 2115KN \dots\dots\dots N$ 'est pas vérifiée.

On augmente la hauteur de h = 80 cm.

Après calcul on trouve : $\mu_c = 5.5m$.

$Q_u = 2238,37KN < 0.045 \times 5.5 \times 0.8 \times (25/1.5) = 3300KN \dots\dots\dots C$ 'est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a:

$$I_y = 33563,57 \text{ m}^4, Y_G = 8,52 \text{ m.}$$

$$I_x = 10824,00 \text{ m}^4, X_G = 9,73 \text{ m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 55818,01 + 25 \times 0,40 \times 478,25 \Rightarrow N' = 60600,51 \text{ KN}$$

Avec : $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 4782,5 \text{ KN}$ c'est le poids propre du radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N' = 60600,51 \text{ KN}$ et $M_x = 11470,79 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,116 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,131 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

Sens Y-Y : $N' = 60600,51 \text{ KN}$; $M_y = 2652,31 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,126 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X** : $e = \frac{11470,79}{60600,51} \Rightarrow e = 0,18 \text{ m} < \frac{29,02}{4} = 7,25 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- **Dans le sens Y-Y** : $e = \frac{2652,31}{60600,51} \Rightarrow e = 0,043 \text{ m} < \frac{16,48}{4} = 4,12 \text{ m} \dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

- **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

N : Le poids total de la superstructure ($N = 55818,91 \text{ KN}$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.8m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 478.25m^2$).

$$N \geq 1.5 \times 0.8 \times 650.535 \times 10 = 5739.00KN \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

VI.2. Ferrailage

VI.2.1. La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures 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

$$L_x = 3.30m; L_y = 4.02m.$$

- Calcul des sollicitations
- Calcul à l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{60600.51}{478,25} \Rightarrow q_u = 126.71KN$$

$$N_u = 60600,51 \text{ KN.}$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.82 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 74.78KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 47.20KNm$$

- En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 63.56KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 40.12KNm$$

- En appui

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -37.39KNm$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -23.6KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4)m^2$.

- Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 40cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.82$

En travée :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.48cm^2 \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

En appui :

$$A_{min}^x = A_{min}^y = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,23cm^2$$

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de la dalle de radier

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	63,56	5,01	3.48	5HA12=5,65	15
	Appui	37,39	2,93	4.23	5HA12=5.65	15
Sens y-y	Travée	40,12	3,14	3,20	5HA10=3.93	15
	Appui	23,6	1,84	4.23	5HA12=5,65	15

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 1.16MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 180.62KN$$

$$\Rightarrow V_{max} = 229.4KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 139.38KN$$

$$\tau_u = \frac{180,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.488MPa < 1.16MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

• **Vérification à l'E.L.S**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 240MPa.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. : Vérification des contraintes de la dalle de radier

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	En travée	48,22	7,11	3,90	246.52	15	240

	En appui	28,36	7,11	2.29	176.02	15	240
y-y	En travée	35,53	7,15	3,92	298,84	15	240
	En appui	20,90	7,11	1,69	129,72	15	240

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s .

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL (Chapitre E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Tableau VI.3. Ferrailage à ELS de radier

		M (KNm)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	Travée	48,22	1.044	20.37	0.195	3,85	5,78	3.48	3HA12+3HA10=6,29	15
	Appui	28,36	1.026	15.80	0.152	2,87	3,36	4.23	5HA12=5,65	15
y-y	Travée	35,53	1.032	17.47	0.167	3,20	4,11	3,20	5HA12=5,65	12.5
	Appui	20,90	1.014	9.87	0.096	1,69	1,25	4.23	5HA12=5,65	12.5

Tableau IV.4. Vérification des contraintes de la dalle de radier

Sens	Moments	M (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	En travée	48,22	7,41	3.71	222.54	15	240
	En appui	28,36	7,11	2,29	176,02	15	240
y-y	En travée	35,53	7,11	2,88	223.10	15	240
	En appui	20,90	7,11	1,69	129,72	15	240

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Espacement des armatures**

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage de radier

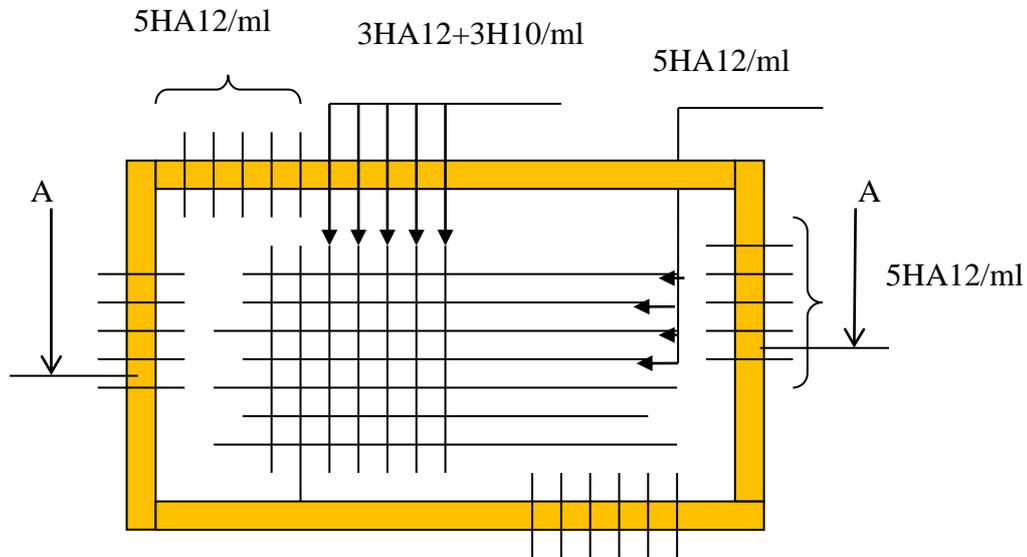
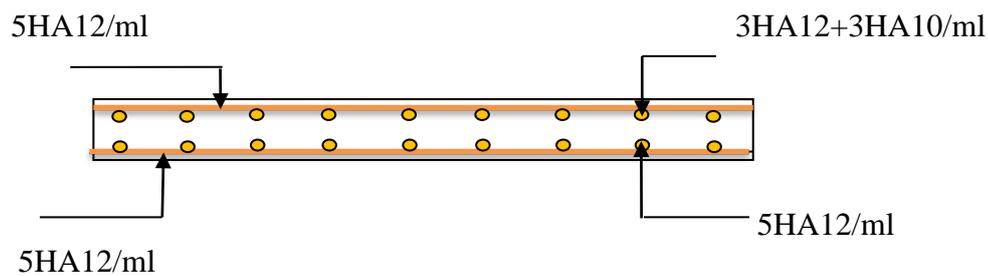


Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier



Coupe A-A

VI.2.2. Calcul des nervures

• 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.

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.

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ROBOT 2011.

$$q_u = 95,93 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = 69,84 \text{KN/m}^2$$

➤ Calcul selon le sens x-x

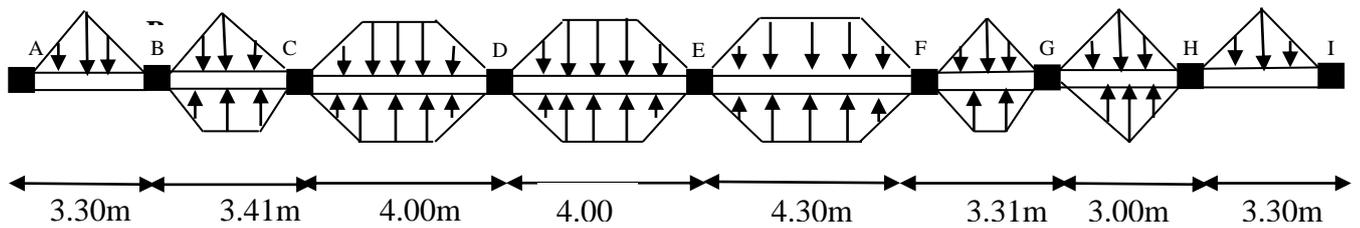


Fig.VI.2. Sollicitations sur les nervures selon x-x

Tableau.VI.5. Charges transmises aux nervures selon x-x de radier à l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3,30	3,30	104,92	0	-163,78	2,16	12,97
B-C	3,41	2,73	227,27	-163,78	-296,90	2,11	133,82
C-D	4,00	3,20	287,87	-296,90	-346,79	2,13	208,02
D-E	4,00	3,20	287,87	-346,79	-401,07	2,14	260,38
E-F	4,30	3,44	324,35	-401,07	-344,76	2,01	277,36
F-J	3,31	2,64	222,68	-344,76	-157,55	1,06	281,75
J-H	3,00	2,40	191,86	-157,55	-132,56	1,41	118,08
H-I	3,30	3,30	104,92	-132,56	0	1,23	69,58

Tableau.VI.6. Charges transmises aux nervures selon x-x de radier à l'ELS.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3,30	3,30	76,82	0	-120,98	2,17	-9,09
B-C	3,41	2,73	169,10	-120,98	-204,50	2,05	96,02
C-D	4,00	3,20	209,58	-204,50	-252,48	2,17	141,87
D-E	4,00	3,20	209,58	-252,48	-292	2,14	188,42

E-F	4,30	3,44	236,14	-292	-243,73	1,99	200,86
F-J	3,31	2,64	162,10	-243,73	-114,69	1,09	197,81
J-H	3,00	2,40	139,68	-114,69	-96,86	1,44	34,23
H-I	3,30	3,30	76,86	-96,86	0	1,22	56,95

- Calcul selon le sens y-y

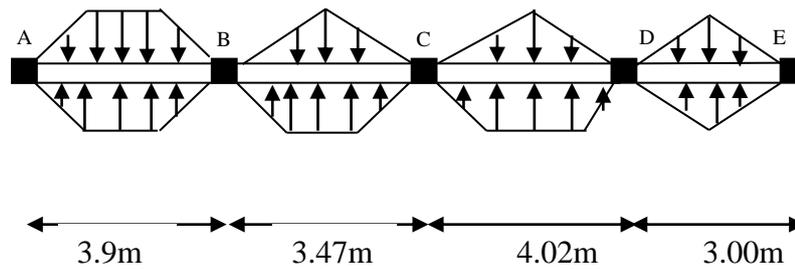


Fig.VI.3. Sollicitations sur les nervures selon y-y

Tableau.VI.7.Charges transmises aux nervures selon y-y de radier à l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3,9	3,9	267,77	0	-365,38	2,92	270,87
B-C	3,47	2,77	227,32	-365,38	-276,04	1,46	295,58
C-D	4,02	3,21	278,14	-276,04	-245,18	1,93	175,13
D-E	3,00	2,43	191,86	-245,18	0	0,64	203,92

Tableau.VI.8.Charges transmises aux nervures selon y-y de radier à l'ELS

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3,9	3,9	194,94	0	-266	2,92	3,38
B-C	3,47	2,77	165,50	-266	-200,97	1,46	215,18
C-D	4,02	3,21	202,50	-200,97	-181,52	1,94	127,90
D-E	3,00	2,43	139,68	-200,97	0	0,59	172,20

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.8m ; h_0=40cm ; b_0=60cm ; d=75cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{430}{10} ; \frac{402}{2})$

$b_1 \leq \min(43;201)$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 140cm$

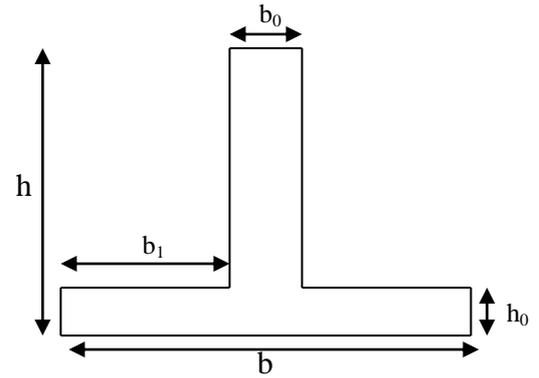


Figure VI.4 section à ferrailer

Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	281,75	11,31	19,2	8T20=25.13
	appuis	401,07	16,47	19,2	8T20=25.13
Y-Y	Travée	295,58	11,90	19,2	8T20=25.13
	appuis	395,38	16,22	19,2	8T20=25.13

• **Vérification de l'effort tranchant**

$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0.378MN.$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,36MPa < 2.5MPa.$

• **Armatures transversales**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t) = \min(2,28cm;4cm;2cm) = 20mm$ Soit $\phi_t = 8mm.$

• **Espacement des aciers transversaux**

$St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12; 10\phi_{tmin}) \Rightarrow St \leq \min(20;12;20) = 12cm$

On prend $St=10cm$ en zone nodale et $15cm$ en travée.

À l'ELS : Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 240MPa \end{cases}$$

Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens		M (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	200,86	17,58	1496375,28	2,35	115,61	vérifiée
	appuis	292	17,58	1496375,28	3,43	168,07	vérifiée
y-y	Travée	215,18	17,58	1496375,28	2,52	123,85	vérifiée
	appuis	266	17,58	1496375,28	3,12	153,10	vérifiée

VI.2.3. Schéma de ferrailage

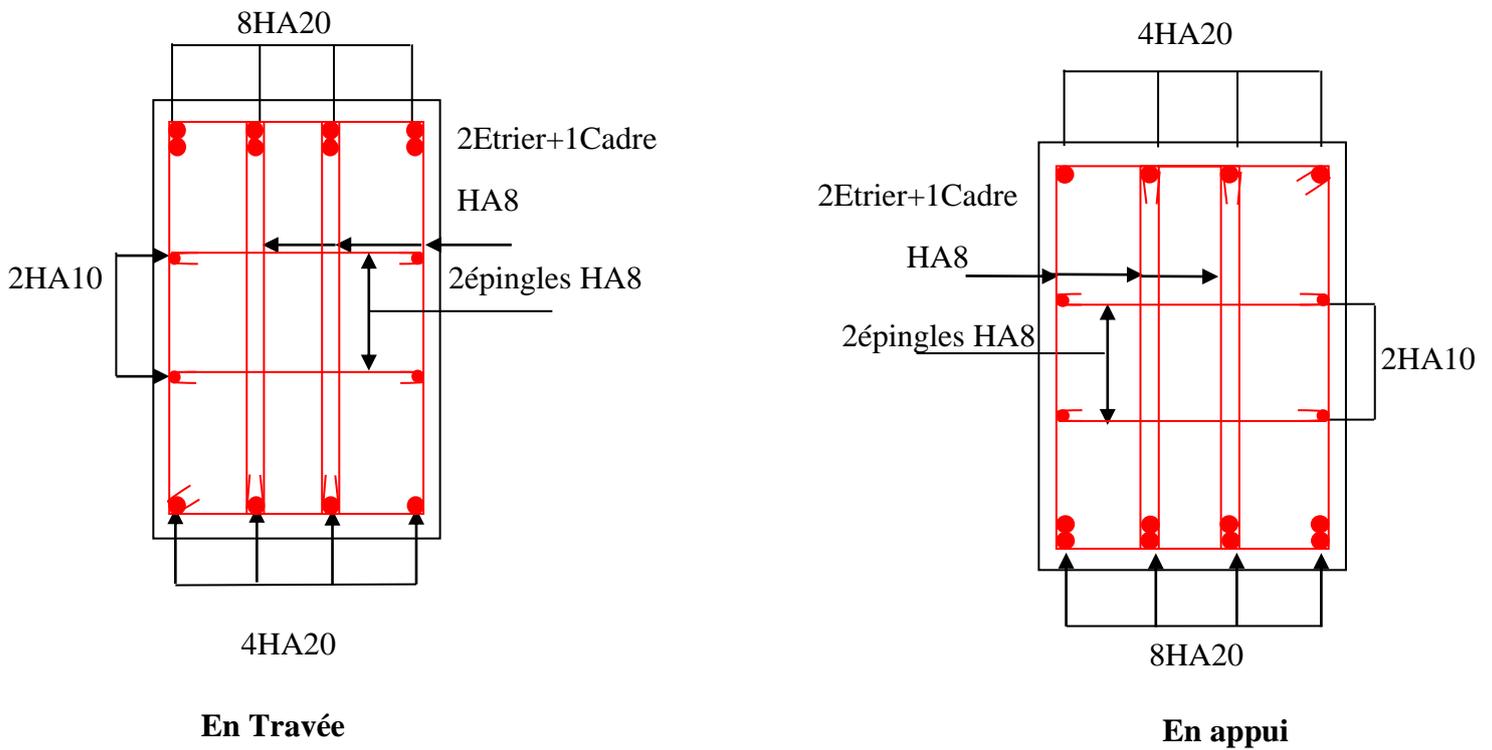


Fig. VI. 5 : Schéma de ferrailage de la nervure

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), tous comme le logiciel que nous avons choisi ROBOT et que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Les sections de pré dimensionnement ont été pas suffisantes. Il a été nécessaire d'augmenté les sections pour assurer la résistance en dynamique.

Les éléments principaux sont calculés et ferrailleur par les sollicitations obtenue par le ROBOT et le maximum donnée par le RPA.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant tous les exigences de résistance et de sécurité.

Enfin, nous espérons par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et Projets des promotions à venir.

Annexe I
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939

0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II : Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93),
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2),
- Cours Béton armé (Université de Bejaia).
- Cours Dynamique des structures (Université de Bejaia).
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2011.
- Outil de conception AUTO CAD 2012.
- Outil de de calcul EXCEL 2010.
- Outil de saisie Word 2010.
- Outil de calcul de ferrailageSOCOTEC.
- Anciens mémoires de fin d'étude.