



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+9+ sous-sol) en béton armé

Réalisé par:

M^{elle} MESSAHLI Sabrina
M^{elle} YOUS Nassima

Encadré par:

M^{me} AREZKI Samia

Membre de jury:

M^r OURTEMACHE Mourad
M^r MEZHOUD Djillali

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Tout d'abords, nous remercions Dieu, le généreux, qui a enseigné à l'homme ce qu'il ne savait pas et aussi de nous avoir donné la force afin d'accomplir ce modeste travail

Aux membres du jury, qu'ils trouvent ici le témoignage de nos vifs remerciements pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'apporter leurs jugements sur ce travail.

On adresse notre profonde reconnaissance à Madame AREZKI Samia, qu'elle trouve ici notre profonde gratitude et nos sincères remerciements d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour l'aide qu'elle nous a apporté afin de réaliser ce travail.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Louange à dieu le tout puissant, le miséricordieux qui m'a donnée le courage, la santé, patience et fois pour accomplir cette tâche et la mener à ses termes.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, les symboles de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère, j'espère la rendre fière que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

A mon père, qui a été mon ombre durant toutes les années de mes études et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.

À mes adorables sœurs Hizia, Moufida, Romaisa

À mes chère frères Khaled, Nassir, Rabeh et Housseem

À toutes mes chères amies Lydia, Amel, Rania et Hafidha

NASSIMA

Dédicaces

Je dédie ce présent et modeste travail :

A mes très chers parents

*Ceux qui m'ont tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ; Ce n'est
que grâce à leur soutien que ce travail a vu le jour ;*

*Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de
bonheur*

À mes adorables sœurs

Silia, Saida, Nora, Soria et surtout

Mon frère hamza

A toute ma grande famille

Cousins, cousines, oncles

A toutes mes chères amies

*Siham, lamia, Roza, rozina, Assia, Amel et en particulier à Lamia qui a été toujours à
mes cotés et qui*

m'a toujours encouragé

SABRINA

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Symboles et Notation	
Introduction générale	1

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristique géométrique (architecturale)	2
I.4. Données géotechniques du site	2
I.5. Description structurales	2
I.6. Règlements et normes utilisés	3
I.7. Caractéristique des matériaux	3
I.8. Les actions	5
I.9. Combinaisons d'actions	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. introduction	7
II.2. Pré dimensionnement de plancher	7
II.3. Pré dimensionnement de poutrelle	10
II.4. Pré dimensionnement des voiles	11
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	11
II.6. Pré dimensionnements des poutres	13
II.7. Pré dimensionnements de l'acrotère	14
II.8. Évaluation des charges et surcharges	15
II.9. Pré dimensionnement des poteaux	17
II.10. Conclusion	27

Chapitre III : Calcul Des Éléments Secondaires

III.1. Introduction	28
III.2. Planchers a corps creux	28
III.3. Etude Dalles pleines	43
III.4. Calcul de l'acrotère	54
III.5. Etude de l'ascenseur	59
III.6. Poutre de chaînage	69
III.7. Etude des escaliers	72
III.8. Poutre palière	77
III.9. Conclusion	80

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction	81
IV.2. Modélisation	81
IV.3. Choix de Méthode de calcul	82
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale	83
IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences DU RPA99/2003	88
IV.6. Conclusion	92

Chapitre V : Étude Des Éléments Structuraux

V.1.Introduction.....	93
V.2. Étude des poteaux.....	93
V.3. Etude des poutres.....	100
V.4. Etude des voiles	108
V.5.Conclusion.....	114

Chapitre VI : L'infrastructure

VI.1. Introduction	115
VI.2. Combinaisons de calcul.....	115
VI.3. Reconnaissance du sol	115
VI.4. Choix du type de fondation	115
VI.5.Ferraillage du radier général.....	119
VI.6.Etude des nervures	121
VI.7. Etude de Voile périphérique.....	126
VI.8. Conclusion	129
Conclusion générale.....	130

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Table des Figures

Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles de sous sol.....	7
Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles des étages courants et RDC.....	8
Figure II.3. Coupe de planchée à corps creux.. ..	8
Figure II.3. Schéma des différents types des dalles plein.....	10
Figure II.4. Coupe transversale des poutrelles.....	10
Figure II.5. Coupe vertical d'un voile.....	11
Figure II.6. Schéma de l'escalier.....	11
Figure II.7. Schéma de l'escalier à deux volées.....	12
Figure II.8. Coupe de l'acrotère.....	14
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 1.....	31
Figure III.2. Ferrailage de la dalle de compressions.....	42
Figure III.3. Schémas statique des dalles plaines sur 2 appuis.....	43
Figure III.4. Section de la dalle pleine ferrillée.....	44
Figure III.5. Schéma de ferrailages des dalles D1 et D'.....	50
Figure III.6. Schéma statique de la dalle sur 4 appuis	50
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	53
Figure III.8. Les dimensions de l'acrotère	54
Figure III.9. Section de l'acrotère a ferrillé.....	56
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère	59
Figure III.11. Démentions d'ascenseur	59
Figure III.12. Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée	61
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle (local des machines).....	69
Figure III.14. Schémas statique de la poutre de chainage.	70
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	72
Figure III.16. Schémas statique de l'escalier de l'étage courant	73
Figure III.17. Section d'escalier à ferrailer.....	74
Figure III.18. Schémas de ferrailage de l'escalier	76
Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière	77
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière	79
Figure IV.1. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP 2000 version 2014.....	82
Figure IV.2. Dispositions des voiles	86
Figure IV.3. 1 ^{er} Mode de vibration (Translation selon l'axe x-x).....	86

Figure IV.4. 2 ^{eme} Mode de vibration (Translation selon l'axe y-y)	87
Figure IV.5. 3 ^{eme} Mode de vibration (torsion au tour de l'axe z-z)	87
Figure V.1. Zone nodale.....	94
Figure V.2. Section d'un poteau.....	97
Figure V.3. Moments résistants de la zone nodal.....	105
Figure V.4. Coupe A-A du schéma de ferrailage du voile V_{x3}	113
Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile V_{Lx3} au niveau de Sous Sol	114
Figure VI.1. Semelle filante.....	116
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier.....	121
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier.....	121
Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	122
Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	122
Figure VI.6. Schéma des nervures.....	123
Figure VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	125
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	125
Figure VI.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	126
Figure VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	129

Tables des tableaux

Tableau I.1. Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier.....	4
Tableau II.1. Dimension de escalier de RDC.(vole 1 et 2).....	13
Tableau II.2. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps Creux.....	15
Tableau II.3. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	15
Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	15
Tableau II.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine	16
Tableau II.6. Evaluation des charges revenant aux volées	16
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier.....	16
Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux murs	17
Tableau II.9. Evaluation des charges revenant a l'acrotère	17
Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	18
Tableau II.11. Descente de charge poteau (C3).....	19
Tableau II.12. Descente de charge poteau (D2).....	22
Tableau II.13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	25
Tableau II.14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	26
Tableau II.15. Sections des poteaux des différents niveaux	27
Tableau III.1. Types de poutrelles	30
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	31
Tableau III.3. Chargement sur les poutrelles.....	31
Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la Terrasse inaccessible...	33
Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants	33
Tableau III.6. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	34
Tableau III.7. Vérifications nécessaires à l'ELU	40
Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau III.9. Calcul de ferrailage a l'ELU des différents niveaux	40
Tableau III.10. Vérifications des flèches des différents niveaux.....	41
Tableau III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	42
Tableau III.12. Données des différents types de dalle pleine	43
Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU	46
Tableau III.14. Vérifications des efforts tranchants	46
Tableau III.15. Vérifications des contraintes à l'ELS	48

Liste des Tableaux

Tableau III.16. Calcul de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	51
Tableau III.17. Vérification des contraintes à l'ELS	52
Tableau III.18. Combinaisons d'action de l'acrotère	55
Tableau III.19. Calcul de ferrailage de la dalle de l'ascenseur sous charge concentré	62
Tableau III.20. Calcul de ferrailage de la dalle de l'ascenseur sous charge répartie	66
Tableau III.21. Calcul des contraintes à l'ELS.....	68
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage.....	71
Tableau III.23. Les sollicitations a l'ELU de l'escalier.....	73
Tableau III.24. Les sollicitations a l'ELS de l'escalier.....	73
Tableau III.25. Les sollicitations maximale.....	74
Tableau III.26. Ferrailage de l'escalier.....	74
Tableau III.27. Vérification des contraintes à l'ELS.....	75
Tableau III.28. Ferrailage de la poutre palière.....	77
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	84
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	88
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voile- portique sous charge vertical	89
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voile- portique sous charge horizontal.....	89
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	90
Tableau IV.6. Vérifications des déplacements des niveau	90
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	91
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	92
Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	92
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	94
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux	95
Tableau V.3. Ferrailage longitudinales des poteaux.....	95
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	95
Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux.....	96
Tableau V.6. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	97
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.....	98
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	98
Tableau V.9. Le ferrailage des poteaux de chaque niveau.....	99
Tableau V.10. Le ferrailage des poutres	101
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	103
Tableau V.12. Vérification au cisaillement.....	103

Tableau V.13. Résultats de vérification des contraintes dans le béton.....	104
Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.....	105
Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres.....	106
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens secondaires.....	106
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	106
Tableau V.18. Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	107
Tableau V.19. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	107
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}	110
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2}	110
Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3}	110
Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4}	110
Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5}	111
Tableau V.25. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y1}	111
Tableau V.26. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y2}	111
Tableau V.27. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y3}	111
Tableau V.28. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y4}	112
Tableau V.29. Ferrailage de voile V_{x3}	112
Tableau V.30. Ferrailage de voile V_{y3}	113
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	120
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	120
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS	120
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	123
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	123
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	124
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS	124
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS	124
Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphérique	127
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	128
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	128

Symboles et notations

1. Notation

Majuscules Romaines

$(ou A_s ou A)$: 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
O	: Charge d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
W	: Résultante des actions du vent

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
$(et d')$: 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

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 descelllement droite
l_f	: Longueur de flambement
β	: 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

Minuscules grecs

α	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha)
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU
Γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
Γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
ε_{bcmax}	: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)
ε_{sc}	: Déformation des armatures comprimées
ε_{st}	: Déformation des armatures tendues
ζ	: 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)
σ_{bcmax}	: 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)
ϕ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale
ϕ_t	: Diamètre d'une armature transversale

T_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

cm^2 : Section d'acier

m^2 : Section

$(N,)$: 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

$MP (Pa, kPa)$: Contrainte une

conversion bien utile:

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

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte

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

Introduction Générale

Introduction générale

En génie civil, lors de la conception et le calcul parasismique des bâtiments, les ingénieurs doivent appliquer les différents règlements en vigueur et de respecter les règles de l'art de construction afin d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

De ce fait, les ingénieurs doivent garantir :

- La sécurité : résistance et stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie : minimiser le coût de réalisation ;
- Le confort et l'esthétique.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+9, avec sous sol, à usage d'habitation qui se situe à **AMAADAN- OUED GHIR, WILAYA DE BEJAIA**.

Dans ce projet, le travail est organisé en six chapitres distincts. Le premier est consacré à la présentation de l'ouvrage et les différentes caractéristiques qu'il présente. Dans le deuxième, on a effectué un pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment. Le troisième chapitre consiste en le calcul des éléments non structuraux de la structure. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment à savoir la détermination de la réponse sismique et les caractéristiques dynamique propre à la structure. Dans le cinquième chapitre, le calcul et le ferrailage des éléments structuraux du bâtiment seront présentés. Le chapitre six sera dédié à l'étude de l'infrastructure. Au final, une conclusion générale clôture le manuscrit.

CHAPITRE I

Généralités

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteau, poutres, voile...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connus (BAEL91, RPA99) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9 +sous sol) en béton armé, ce projet se situe dans le lieu dit : «**AMAADAN-OUED GHIR WILLAYA DE BEJAIA**», qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99-2003) dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**). Il est destiné seulement pour l'usage d'habitation (groupe d'usage **2**), ayant une importance moyenne.

I.3. Caractéristique géométrique (architecturale)

L'ouvrage projeté présente les caractéristiques suivantes :

Longueur du bâtiment :	24.80 m
Largeur du bâtiment :	11.60 m
Hauteur total du bâtiment :	32.39 m
Hauteur de RDC et étage courant :	2.89 m
Hauteur de sous sol :	3.00 m

I.4. Données géotechnique de site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La profondeur d'ancrage minimale est 1.8 mètre
- La contrainte admissible du sol de fondation est de 2 bars
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.

I.5. Description structurales

I.5.1. Ossature et système de contreventement

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse 14 mètre dans la zone considéré, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.5.2. Les planchers

Les planchers sont semi-préfabriqués, constitués de corps creux avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé coulé sur place, rendant l'ensemble monolithique.

I.5.3. Les escaliers

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant

I.5.4. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à double parois 15/10 cm, séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

I.5.5. L'acrotère

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse. Dans notre projet on a un type d'acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.5.6 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.5.7. La terrasse

Dans notre cas on a une terrasse inaccessible

I.6. Règlements et normes utilisés

- DTR BC 2.48 : Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91/ Version 99.

I.7. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structure en béton armé BAEL 91/99.

I.7.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de graviers, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

❖ Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28 jours, et par conséquent la résistance à la traction est :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art A. 2.1.1.2)}$$

❖ Contraintes limites du béton

✓ A l'ELU : est notée f_{bu} tel que $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ CBA 93 (Article A.4.3.4)

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

✓ **A PELS** : est donné par $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton**

Ils existe deux modules de déformation longitudinales :

➤ Le module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

➤ Le module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

❖ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

L'ELU : $\nu = 0$ → Calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu = 0.2$ → Calcul des déformations.

I.7.2. l'acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier. Ce dernier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Tableau I.1. Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Acier à haute résistance		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	$F_e E215$	$F_e E235$	$F_e E400$	$F_e E500$	$F_e E500$	$F_e E500$
F_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance $F_e 400$ (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance $F_e 500$ (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- Ronds lisses de nuance $F_e 235$ (pour les armatures transversales des poutrelles).

❖ **Contrainte limite de l'acier**✓ **A P'ELU** : donnée par $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ f_e : Contrainte limite élastique γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
$$\gamma_s = 1.1 \left\{ \begin{array}{l} \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1.00 : \text{en cas de situations accidentelles} \end{array} \right.$$
✓ **A P'ELS** :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$ [MPa].Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$ [MPa].
$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \text{ Pour les aciers à haute adhérence (HA).} \end{array} \right.$$
 η : Coefficient de fissuration**I.8. Les actions**

Les actions sont des forces et des couples dus aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'actions :

I.8.1 Actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

I.8.2. 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 ;
- Les charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

I.8.3. Les actions accidentelles (E)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes (E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

I.9. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. 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 sections. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : Action variable de base.

Q_i ($i > 1$): Action variable d'accompagnement.

I.9.1. Combinaisons d'action à l'ELU

➤ Situations durables ou transitoires

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

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

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γ_{Q1} : Vaut 1,5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine ;
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

➤ Situations accidentelles

$$1.35 G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

Pour ce qui est de l'action sismique, les règles parasismiques Algériennes **RPA 99/2003** considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$ (1)
- $0.8 G \pm E$ (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par:

- $G + Q \pm 1.2E$ (3) **RPA 99/2003** (art 5.2)

I.9.2. Combinaisons d'action à l'ELS

$$G_{max} + G_{min} + F_A + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.3)}$$

CHAPITRE II

Pré- dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des différents éléments d'un ouvrage a pour but de déterminer les sections des éléments de la structure afin de reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette opération se fait conformément aux règles et lois édictés par le règlement **RPA99 (version 2003)**, **BAEL 91**, **CBA 93** et les différents **DTR [1] [2] [3]**.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

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

2.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de minimiser la flèche.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

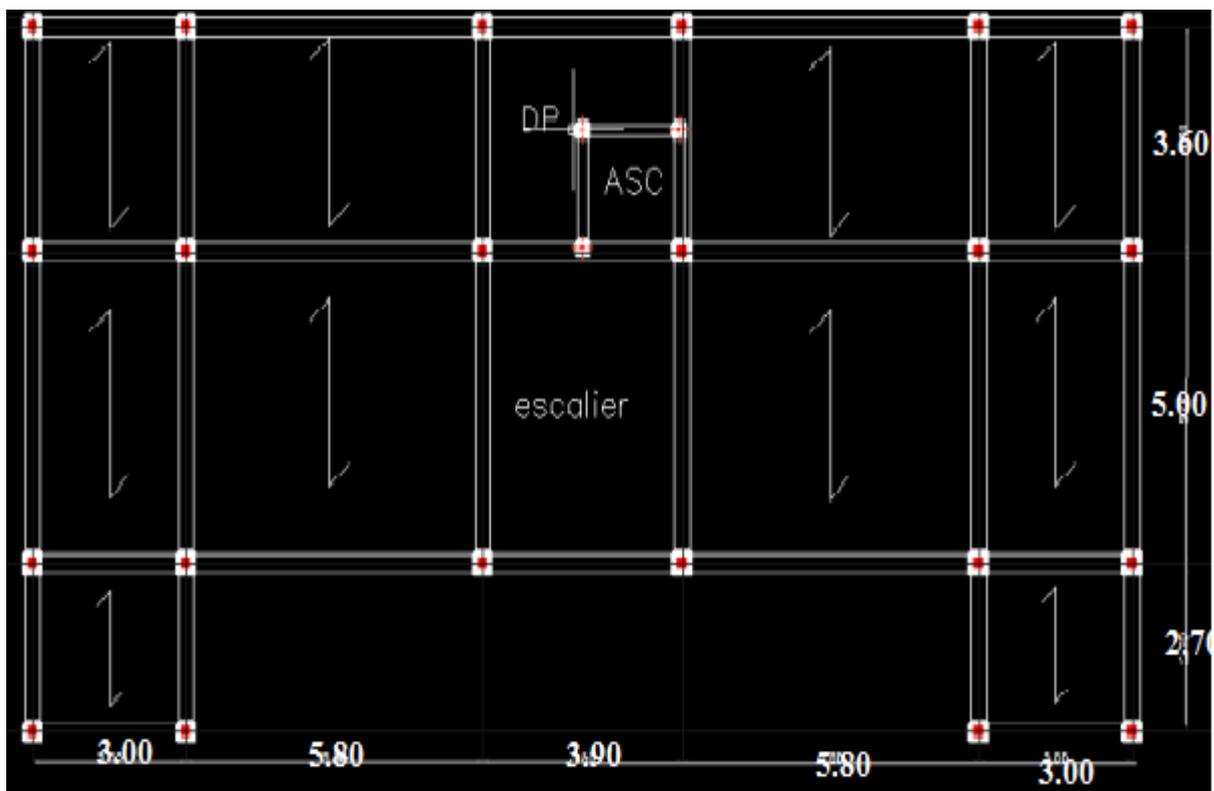


Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles de sous sol

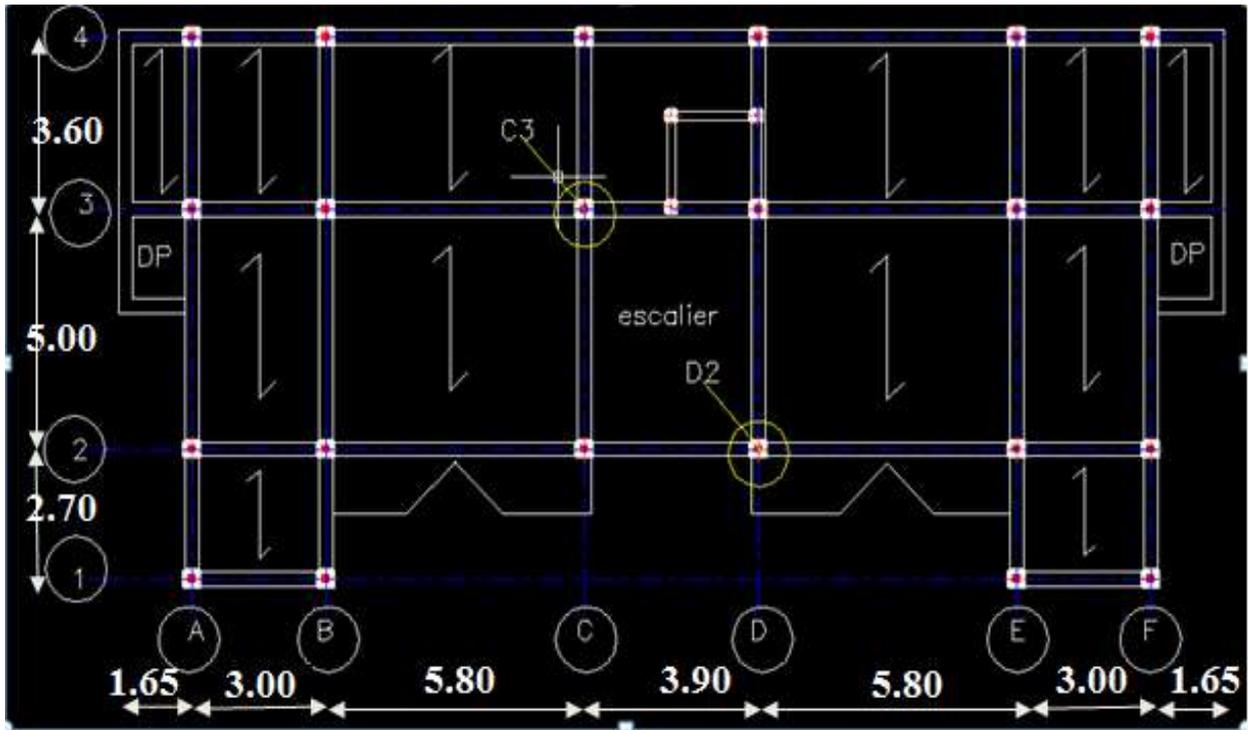


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles des étages courants et RDC

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

$$h_t \geq \frac{500 - 30}{22,5} = 20,88\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 24\text{cm} : \begin{cases} h_{cc} = 20\text{ cm} : \text{L'épaisseur du corps creux} \\ h_{dc} = 4\text{ cm} : \text{L'épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

Avec :

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

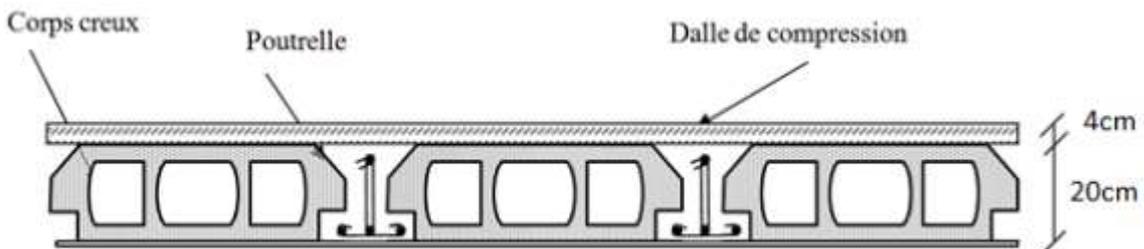


Figure II.3. Coupe de plancher à corps creux

2.2. Plancher à dalle pleine

Sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1,2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

a) Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003

- ✓ Dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- ✓ Dalle sur deux appuis avec $\rho \leq 0.4$: $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho > 0.4$: $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

b) Critère de résistance au feu : CBA 93

- ✓ Pour une heure de coupe-feu : $e \geq 7$ cm
- ✓ Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11$ cm
- ✓ Pour quatre heures de coupe-feu : $e \geq 17,5$ cm

c) Isolation phonique

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

Dans notre structure nous avons deux types de dalles pleines :

➤ Dalle (D1) sur deux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0,75 > 0,4 \\ \frac{L_x}{35} = 4,28 \leq e \leq \frac{L_x}{30} = 5 \\ e = 4,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{2.75} = 0,8 > 0,4 \\ \frac{L_x}{35} = 3,42 \leq e \leq \frac{L_x}{30} = 4 \\ e = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Dalle (D2) sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{3.6} = 0,91 > 0,4 \\ \frac{L_x}{45} = 7,33 \leq e \leq \frac{L_x}{40} = 8,25 \\ e = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

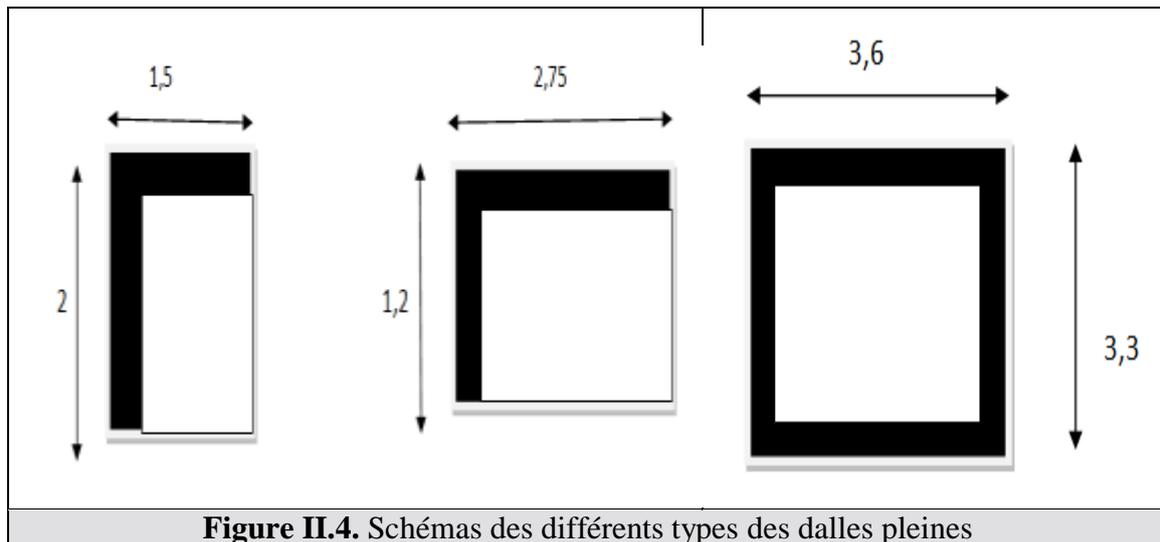


Figure II.4. Schémas des différents types des dalles pleines

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines l'épaisseur $e=14\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de $e=15\text{cm}$ à cause du chargement important de l'ascenseur.

II.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{(CBA93. Art4. 1. 3)}$$

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 270 - 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 58 \text{ cm}$

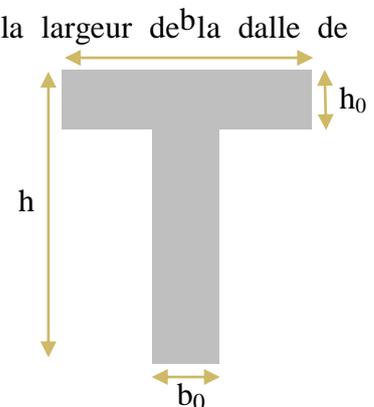


Figure II. 5. Coupe transversale des poutrelles

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

II. 4. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile
- e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Etage courant et RDC**

$$h_e = 289 - 24 = 265 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 13,25 \text{ cm}$

➤ **Entresol**

$$h_e = 300 - 24 = 276 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 13,8 \text{ cm}$

Au final on prend : $e=15 \text{ cm}$

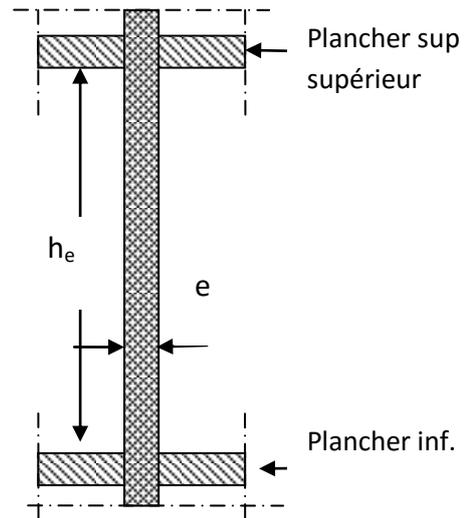


Figure. II.6. Coupe verticale d'un voile

II. 5. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder d'un étage à un autre, et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur projeter de la volée)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)

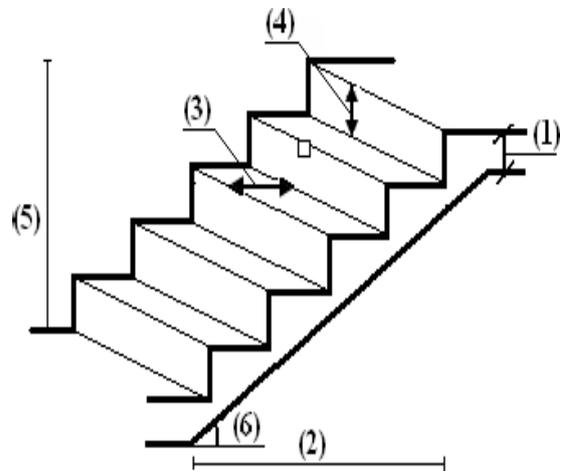


Figure II.7. Schéma de l'escalier.

Escalier de l'étage courant avec deux volés :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H_0 : la hauteur de la volée.
 L : longueur totale en appui inclinée.
 L_0 : la longueur projetée de la volée.
 L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée.
 n : nombre de contre-marches.
 $n-1$: nombre de marches

de

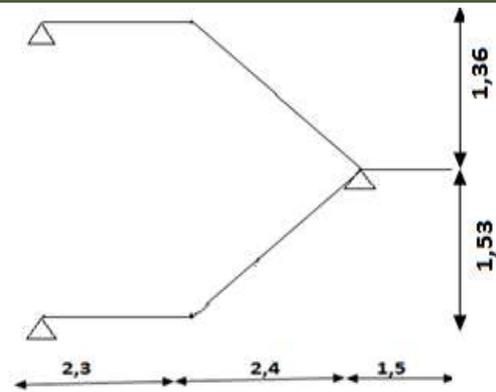


Figure II.8. Schéma de l'escalier à deux volées

➤ **Volée1 :**

$$H_0 = 1.53\text{m} \quad \Rightarrow h = \frac{H_0}{n}$$

$$L_0 = 2.40\text{m} \quad \Rightarrow g = L_0/(n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

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

$$L_0/(n-1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2 H_0 = 0$$

$$\Rightarrow 32 n^2 - 305n + 153 = 0$$

Après la résolution, on trouve $\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{array} \right\}$

D'ou: $h = 153/9 = 17\text{cm}$.

$$g = 240/8 = 30\text{cm}$$

➤ **Volée2**

$$H_0 = 1.36\text{m} \quad \Rightarrow h = \frac{H_0}{n}$$

$$L_0 = 2.10\text{m} \quad \Rightarrow g = L_0/(n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

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

$$L_0/(n-1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2 H_0 = 0$$

$$\Rightarrow 32 n^2 - 273n + 136 = 0$$

Après la résolution, on trouve $\left\{ \begin{array}{l} n = 8 \\ n - 1 = 7 \end{array} \right\}$

D'ou: $h = 136/8 = 17\text{cm}$.

$$g = 210/7 = 30\text{cm}$$

• **Inclinaison de la pailasse**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H_0/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

• **Calcul de la Longueur de la pailasse**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2,40^2 + 1,53^2)^{1/2} = 2,85\text{m}$$

- **Épaisseur de la paillasse**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_v + L_p$ avec $L_v = 2,85\text{m}$ $L_p = 2,30\text{m}$

D'où: $L = 5,15\text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 17,16\text{ cm} \leq e \leq 25,75\text{ cm}$$

On prend : **$e = 18\text{ cm}$**

Tableau II.1. Dimension de l'escalier de RDC (volée 1 et volée 2)

	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	α (°)	L_0 (cm)	e (cm)
Volée 1	1.87	17	11	30	39,11	230	18
Volée 2	1.19	17	7	30	19,82	230	18

II.6. Pré dimensionnement des poutres

a) Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

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

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

AN: $L_{\max} = 580 - 30 = 550\text{ cm}$

$$\Rightarrow 36,67\text{ cm} \leq h \leq 55\text{ cm}$$

On prend: **$h = 40\text{ cm}$. $b = 30\text{ cm}$.**

❖ Vérifications

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

- $b \geq 20\text{ cm}$; on a $b = 30\text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{ cm}$; on a $h = 40\text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $40/30 = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **$(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$**

b) Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

$$\text{AN : } L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend: } \mathbf{h = 35 \text{ cm. } b = 30 \text{ cm.}$$

❖ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $35/30 = 1,167 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

c) Les poutres de chaînages

Leur hauteur est donnée par :

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

$$\text{AN : } L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend: } \mathbf{h = 30 \text{ cm. } b = 25 \text{ cm.}$$

❖ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 25 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{30}{25} = 1,2 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.7. Pré dimensionnement de 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.

Pour la terrasse inaccessible on prend

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03) / 2$$

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

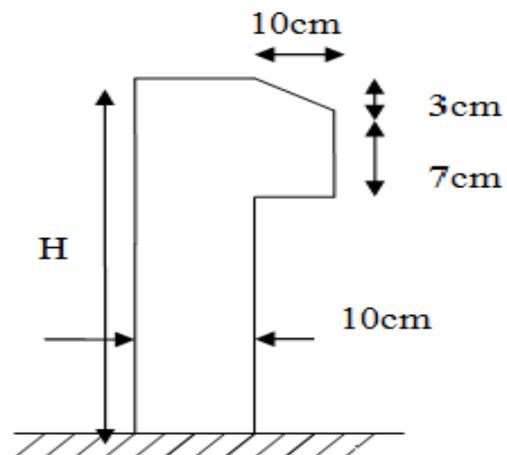


Figure II.9. Coupe de l'acrotère.

II. 8.Évaluation des charges et des surcharges

➤ Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.2.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Forme de pont	0,10	22	2,20
5	Plancher a corps creux	0,24	/	3,3
6	Enduite de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanent(G)				6,83
Charge d'exploitation(Q)				1

➤ Plancher étage courant à corps creux

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Mur intérieure	/	/	1
5	Plancher a CC	0,24	/	3,3
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,2
Charge permanent(G)				5,66
Charge d'exploitation(Q)				1,5

➤ Plancher étage courant à dalle pleine

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Mur intérieure	/	/	1
5	Plancher a dalle plein	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
Charge permanent(G)				6,11
Charge d'exploitation(Q)				1,5

➤ Les balcons

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de posse	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle plein	0,14	25	3,5
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
Charge permanent(G)				4,86
Charge d'exploitation(Q)				2,5

➤ **Les escaliers**

Tableau II.6.Évaluation des charges revenant aux volées

N	Description		Épaisseur	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	revêtement en Carrelage	horizontal	0.02	20	0,4
		vertical	0.02*0,17/0,3		0,23
2	mortie de pose	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0.02*0,17/0,3		0,23
3	marche		$h/2=0,17/2$	22	1,87
4	dale plein		$0.18/\cos(32,52)$	22	5,33
5	enduit de ciment		$0.015/\cos(32,52)$	18	0,32
6	garde de corps		/	/	0,6
Charge permanent (G)					8,78
Charge d'exploitation (Q)					2,5

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de posse	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle plein	0,18	25	4,5
5	Enduit de plâtre	0,015	18	0,27
Charge permanent(G)				5,93
Charge d'exploitation(Q)				2,5

➤ **Les Murs**

Tableau II.87. Évaluation des charges revenant aux murs

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	0,015	18	0,27
2	Brique creux de 15cm	0,015	/	1,3
3	Brique de 10cm	0,01	/	0,9
4	Enduit de plâtre intérieur	0,02	10	0,2
Charge permanent(G)				2,67

➤ L'acrotère

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant à l'acrotère

N	Description	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
2	Béton	0,1	25	2,5
Charge permanent(G)				2,77

II. 9. Pré dimensionnement des poteaux

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

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

$$\text{Les exigences du RPA en zone IIA} \left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \text{ RPA99 (Art7.4.1)} \\ 0.25 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

$$h_e = 2,89 \text{ m} \quad \text{Hauteur libre du RDC au 9^{ème} étage.}$$

$$h_e = 3,00 \text{ m} \quad \text{Hauteur libre du sous sol.}$$

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités.

P.C3 : poteau central

P.D2 : poteau au niveau de la cage d'escalier

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

Tableau II.10. Dimensions préliminaires des Poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) g = hbH_eγ_c
Sous sol	55*55	22,68
RDC et étages 1	50*55	19,87
Etages 2 et 3	45*50	16,25
Etages 4 et 5	40*45	13,00
Etages 6 et 7	35*40	10,11
Etages 8 et 9	30*35	7,59
Salle de machine	30*30	6,50

II.9.1. Décente de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charge pour les poteaux les plus sollicités.

❖ **La loi de dégression**

Étant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

On adoptera pour le calcul : **DTR B.C 2.2 (6.3)**

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ { {
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

II.9.1.1. Surfaces afférentes poteaux C 3

✓ **Niveau de Terrasse inaccessible 2**

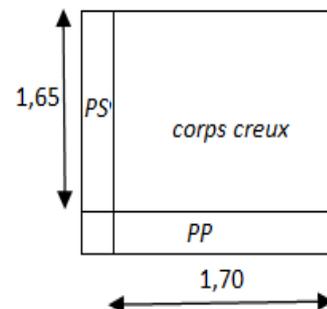
$S = 1,7 * 1,65 = 2,805m^2$

$G_{terrasse} = G * S = 6,83 * 2,805 = 19,16KN$

$Q_{terrasse} = Q * S = 1 * 2,805 = 2,805KN$

$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$
 $\begin{cases} L_{pp} = 1,70m \\ L_{ps} = 1,65 m \end{cases}$
 $\Rightarrow g_{poutres} = 9,43KN$

$G_{acrotaire} = 2,77 * 1,7 * 1,65 = 7,77KN$



✓ Niveau de Terrasse inaccessible 1

$$S_1 = 1,65 * 2,75 = 4,54 m^2$$

$$S_2 = 2,75 * 2,35 = 6,46 m^2$$

$$S_3 = 1,8 * 1,35 = 2,43 m^2$$

$$S_{DP} = 1,65 * 1,8 = 2,97 m^2$$

$$S_T = 15,23 m^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

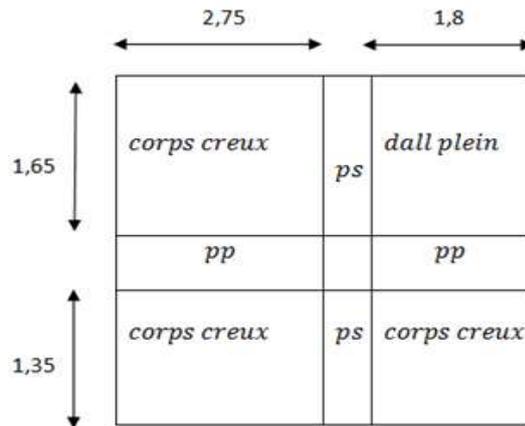
$$\begin{cases} L_{pp} = 4,55 m \\ L_{ps} = 3,55 m \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 4,55 = 13,65 KN \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 4,00 = 10,50 KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 24,15 KN$$

$$G_{terrasse} = G * S = 6,83 * 15,23 + 6,11 * 2,97 = 122,16 KN$$

$$Q_{terrasse} = Q * S = 1 * 15,23 + 1,5 * 2,97 = 19,685 KN$$



✓ Au niveau des étages courantes

$$S_1 = 2,75 * 1,65 = 4,54 m^2$$

$$S_2 = 2,75 * 2,35 = 6,46 m^2$$

$$S_p = 1,8 * 2,35 = 4,23 m^2$$

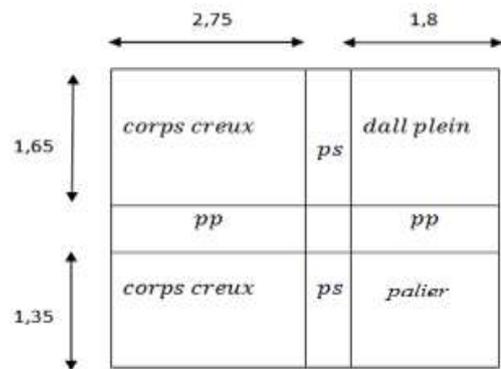
$$S_{DP} = 1,65 * 1,8 = 2,97 m^2$$

$$S_{TCC} = 11 m^2$$

$$G_{etage} = 5,66 * 11 + 6,11 * 2,97 + 5,93 * 4,23 = 105,49 KN$$

$$Q_{etage} = 1,5 * 11 + 1,5 * 2,97 + 2,5 * 4,23 = 31,53 KN$$

$$G_{mur} = G * S = 2,67 * (1,65 + 2,35) * 2,54 = 27,13 KN$$



✓ Au niveau de RDC

$$S_1 = 2,75 * 1,65 = 4,54 m^2$$

$$S_2 = 2,75 * 2,35 = 6,46 m^2$$

$$S_p = 1,8 * 1,5 = 2,7 m^2$$

$$S_v = 1,8 * 0,85 = 1,53 m^2$$

$$S_{DP} = 1,65 * 1,8 = 2,97 m^2$$

$$S_{CC} = 11 m^2$$

$$G_{rdc} = 5,66 * 11 + 6,11 * 2,97 + 5,93 * 2,7 + 8,78 * 1,53 = 109,85 KN$$

$$Q_{rdc} = 1,5 * 11 + 1,5 * 2,97 + 2,5 * 2,7 + 2,5 * 1,53 = 31,53 KN$$

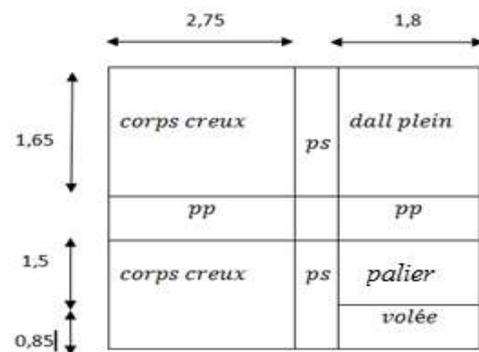


Tableau II.11. Descente de charge poteau (C3).

Étage	Élément	Poids propres G(KN)	Ssurcharge Q(KN)
N11	plancher	19,56	2,805
	poutres	9,43	
	Poteaux	6,50	

	acrotère	7,77	
	SOMME	43,26	2,805
N10	venant de N11	43,26	19,685
	plancher	122,16	
	poutres	24,15	
	Poteaux	7,586	
	mur	27,13	
	SOMME	251,01	
N9	venant de N10	224,286	31,53
	plancher	224,286	
	poutres	24,15	
	Poteaux	7,586	
	mur	27,14	
	SOMME	338,642	
N8	venant de N9	338,642	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	10,115	
	mur	27,13	
	SOMME	555,527	
N7	venant de N8	555,527	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	10,115	
	mur	27,13	
	SOMME	722,41	
N6	venant de N7	722,41	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	13	
	mur	27,13	
	SOMME	892,18	
N5	venant de N6	892,18	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	13	
	mur	27,13	
	SOMME	1061,952	
N4	venant de N5	1061,952	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	16,25	
	mur	27,13	

	DMME	1234,972	151,93
N3	venant de N4	1234,972	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	16,25	
	mur	27,13	
	SOMME	1407,992	
N2	venant de N3	1407,992	31,53
	plancher	105,49	
	poutres	24,15	
	Poteaux	19,868	
	mur	27,13	
	SOMME	1584,62	
N1	venant de N2	1584,62	31,53
	plancher	109,85	
	poutres	24,15	
	Poteaux	19,868	
	mur	27,13	
	SOMME	1765,81	
N0	venant de N1	1765,81	63,7
	plancher	103,01	
	poutres	24,15	
	Poteaux	22,68	
	SOMME	1942,58	

II.9.1.2. Surfaces afférentes poteaux D2

✓ Niveau de Terrasse inaccessible

$S_1=4,23 \text{ m}^2$

$S_2=4,46\text{m}^2$

$S_3=2,70\text{m}^2$

$S_b=2,40\text{m}^2$

$S_T=13,64\text{m}^2$

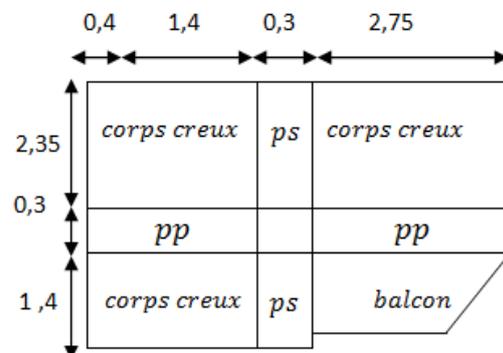
$\begin{cases} L_{pp} = 4,55\text{m} \\ L_{ps} = 3,85 \text{ m} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 4,55 = 13,65 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,85 = 10,10 \text{ KN} \end{cases}$

$\Rightarrow g_{poutres} = 23,75 \text{ KN}$

$G_{terrasse}=6,83*13,79=94,18\text{KN}$

$Q_{terrasse}=1*13,79=13,79\text{KN}$



•Au niveau des étages courants

$$S_v=3,29m^2$$

$$S_p=2,52m^2$$

$$S_b=2,4m^2$$

$$S_{cc}=6,46m^2$$

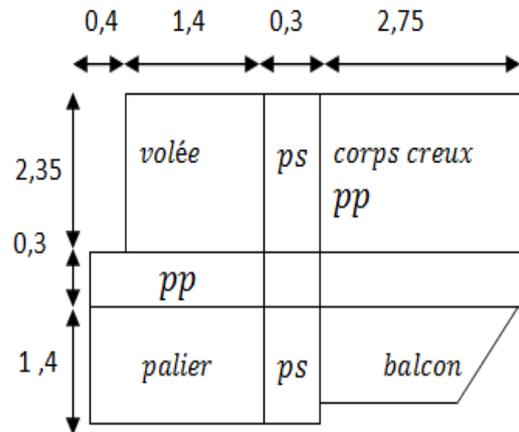
$$G_{\text{étage}}=5,66*6,46+4,86*2,4=48,24KN$$

$$Q_{\text{étage}}=1,5*6,46+3,5*2,4=18,09KN$$

$$G_{\text{escalier}}=8,78*3,29+5,93*2,52=43,83KN$$

$$O_{\text{escalier}}=2,5*3,29+2,5*2,52=14,53KN$$

$$G_{\text{mur}}=2,67*(1,85+2,35+1,5)*2,45=38,65KN$$



•Au niveau de rdc

$$S_v=3,41m^2$$

$$S_b=2,4m^2$$

$$S_{CC}=6,46m^2$$

$$G_{\text{rdc}}=5,66*6,46+4,86*2,4= 48,23KN$$

$$Q_{\text{rdc}}=1,5* 6,46+3,5*4=18,09KN$$

$$G_{\text{escalier}}=8,78*3,41=29,94KN$$

$$O_{\text{escalier}}=2,5*3,41=8,52KN$$

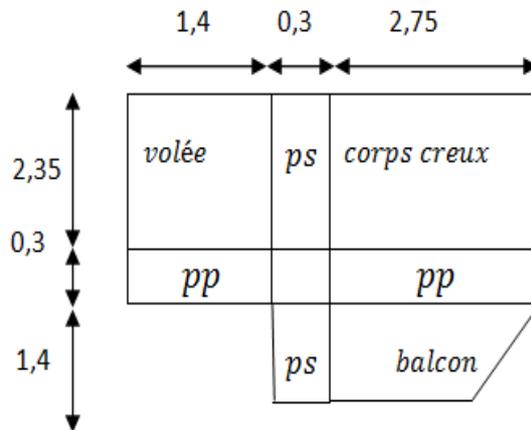


Tableau II.12.Descente de charge poteau (D2)

Étage	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N10	plancher	94,18	13,79
	poutres	23,75	
	poteaux	7,586	
	SOMME	125,52	
N9	venant de N10	125,52	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	7,856	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	287,84	
N8	venant de N9	287,84	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	

	poteaux	10,115	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	452,43	75,84
N7	venant de N8	452,43	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	10,115	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	617,01	101,97
N6	venant de N6	617,01	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	13	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	784,48	124,83
N5	venant de N6	784,48	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	Poteaux	13	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	951,95	144,43
N4	venant de N5	951,95	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	16,25	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	1122,67	160,76
N3	venant de N 4	1122,67	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	16,25	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	1293,39	177,02
N2	venant de N3	1293,39	32,66
	plancher	48,24	
	poutres	23,75	
	poteaux	19,868	
	mur	38,65	
	escalier	43,83	
	SOMME	1467,73	194,07
N1	venant de N2	1467,73	26,61
	plancher	48,24	

	poutres	23,75	
	Poteaux	19,869	
	mur	38,65	
	escalier	29,94	
	SOMME	1628,18	206,68
N0	venant de N1	1628,18	37,415
	plancher	60,52	
	poutres	19,82	
	Poteaux	22,68	
	SOMME	1730,58	234,41

$$N_u(C3) = (1,35 G + 1,5 Q) = 3006,72 \text{KN}$$

$$N_u(D2) = (1,35 G + 1,5 Q) = 2687,89 \text{KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (C.3)

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Selon notre cas on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 15%, pour tenir compte de la continuité entre les travées telle que :

$$N'_u = 1,15 N_u = 3457,73 \text{KN}$$

II.9.2. Vérifications à faire

II.9.2.1. Vérification à la compression simple

✓ Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base « poteau du sous-sol (55*55) cm²

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{3457,73 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,243502 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol)

$$B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 \text{ m}^2$$

Donc : $B = 0,3025 \text{ m}^2 \geq 0,243502 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B^{calc} (m ²)	
T ₂	72	0,09	0,005070422	Vérifiée
T ₁	428,49	0,105 0,105	0,030175352	Vérifiée
8	614,5		0,043274647	Vérifiée
7	995,75	0,14	0,070123239	Vérifiée
6	1293,93	0,14	0,09112183	Vérifiée
5	1591,16	0,18	0,112053521	Vérifiée
4	1882,94	0,18	0,132671831	Vérifiée
3	2179,37	0,225	0,1534767606	Vérifiée
2	2476,87	0,225	0,1744274648	Vérifiée
1	2779,22	0,275	0,1957197183	Vérifiée
RDC	3086,42	0,275	0,2173535211	Vérifiée
Sous-sol	3457,73	0,3025	0,243502112	Vérifiée

II.9.2.2. Vérification au flambement

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

$I = \frac{b \times h^3}{12}$: moment d’inertie

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

❖ Exemple de calcul

✓ Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol)

On a : $L_0 = 3 - 0,4 = 2,6 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,82 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0,158771324 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1,82/0,158771324 = 11,468 < 50$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,832$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2809 \text{ m}^2 > 0,186 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br^{calc}	
T ₂	72	0,0866	20,127	0,797	0,0784	0,0041	Vérifiée
T ₁	428,49	0,1010	17,257	0,811	0,0924	0,0240	Vérifiée
8	614,5					0,0344	Vérifiée
7	995,75	0,1154	15,103	0,819	0,1254	0,0552	Vérifiée
6	1293,93					0,0718	Vérifiée
5	1591,16	0,1299	13,418	0,826	0,1634	0,0875	Vérifiée
4	1882,94					0,1036	Vérifiée
3	2179,37	0,1443	12,079	0,830	0,2064	0,1193	Vérifiée

2	2476,87					0,1356	Vérifiée
1	2779,22	0,1587	11,468	0,834	0,2544	0,1514	Vérifiée
RDC	3086,42					0,1682	Vérifiée
S SOL	3457,73	0,1587	11,468	0,832	0,2809	0,1889	Vérifiée

Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.10.Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions suivantes :

- Plancher à corps creux (20+4) cm
- Dalle pleine $\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \text{ pour la dalle d'ascenseur} \\ e = 14 \text{ cm} \text{ pour les balcon en dalle plien} \end{array} \right.$
- Épaisseur des paillasse $e = 18 \text{ cm}$
- Épaisseur des Voiles $e=15\text{cm}$
- Poutres Principales (30×40) cm^2
- Poutres Secondaires (30×35) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Sections des poteaux des différents niveaux.

Niveaux	Sous sol	rdc+ étage1	Étage 2+3	Étage 4+5	Étagé 6+7	Étage 8+9	Chambre desmachines
S (cm²)	55*55	50*55	45*50	40*45	35*40	30*35	30*30

CHAPITRE III

Études des éléments secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement. C'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ❖ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
 - ❖ Poutre de chaînage.
 - ❖ l'acrotère.
 - ❖ la dalle d'ascenseur.
- la poutre palière.
- ❖ les escaliers.

III.2.Plancher à corps creux

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitation, administratifs...)

Il est constitué d'hourdis creux (corps creux) qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et nervures en béton armé (poutrelle) qui constituent l'élément résistant du plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (dalle de compression).

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

III.2.1.Calcul des Poutrelles

Sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple sous charge Q .

Les sollicitations (M , V) sont déterminées par les méthodes appropriées adaptées aux éléments continus en béton armé. Ces méthodes sont :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.2.1.1.Exposé de la méthode forfaitaire**➤ Condition d'application :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$.
3. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N).
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Remarque

Si la première condition n'est pas vérifiée donc le plancher est à surcharge élevée. On applique la méthode de Caquot.

Si la deuxième ou la troisième ou la quatrième condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ **Application de la méthode**

❖ **Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

Le moment sur un appui donné est calculé comme suit :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

❖ **Moments en travée :**

Les moments max entre travées sont déterminés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

❖ **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement au niveau des appuis en supposant qu'il y'a une discontinuité entre les travées. C'est-à-dire que les efforts tranchants hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants isostatique :

$$V = V_0 = ql/2$$

Sur tous les appuis, sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

III.2.1.2.Exposé de la méthode de Caquot

➤ **Condition d'application**

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée c'est -à-dire :
($Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

➤ **Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ainsi que de l'amortissement de l'effet de chargement sur les poutres en béton armée.

On détermine le moment sur un appui donné, en ne considérant que les charges sur les deux travées successives à l'appui calculé.

➤ **Application de la méthode**

❖ **Moment en appui**

Caquot a remplacé les points de moment nuls par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble de poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g, l'_d .

Le moment sur un appui est obtenu en appliquant la méthode des 3 moments sur la poutre fictive. On trouve pour une charge répartie

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

❖ **Moment en travée**

Les moments en travées sont déterminés par la méthode de RDM

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

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

❖ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de la RDM

$$V = \pm V_0 - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

- V_0 : effort isostatique
- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

III.2.1.3. Exposé de la méthode de Caquot minorée

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Dans ce cas pour calculer le moment sur appui, on remplace la charge permanente (G) par $G' = 2/3 G$. Uniquement pour le calcul des moments en travée on reprend la charge total G.

III.2.2. Types de poutrelles

On distingue trois types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

III.2.3.Choix de la méthode de calcul des différentes sollicitations

On a deux types de poutrelles dans notre projet :

- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.
- Poutrelles isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Type de poutrelle	Méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1et 2	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Types 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

➤ Les charges revenants des poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q)l_0$

A l'ELS : $P_s = (G + Q)l_0$, avec l_0 : distance entre axes des poutrelles.

Tableau III.3. Chargement sur les poutrelles

Types de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	L ₀ (KN /m)	P _u (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,83	1	0,65	6,96	5,08
étage courant	5,66	1,5		6,42	4,65

III.2.4.Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Dans cet exemple on choisit le type 1 et on va utiliser la méthode de Caquot minorée pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,6}{5} = 0,72 \notin [0,8 ; 1,25]$$

➤ Schéma statique

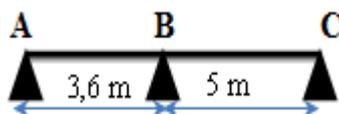


Figure III.1.Schéma statique de poutrelle type 1.

➤ Calcul des moments

- ✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 4.55 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} ELU: q'_1 = 4,97 \text{ KN/m} \\ ELS: q'_2 = 3,60 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis de rive A et C

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} ELU: 15,53 \text{ KN.m} \\ ELS: 11,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$D'où \quad M_A = M_C = \begin{cases} ELU: -2,32 \text{ KN.m} \\ ELS: -1,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire B

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,97 \times (3,6^3 + 5^3)}{8,5 \times (3,6 + 5)} \\ ELS: -\frac{3,60 \times (3,6^3 + 5^3)}{8,5 \times (3,6 + 5)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -11,67 \text{ KN.m} \\ ELS: -8,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,6}{2} - \frac{11,67}{6,96 \times 3,6} = 1,33 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU: 15,03 \text{ KN.m} \\ ELS: 11,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 15,03 - 11,67 \times 1,33/3,6 = 6,19 \text{ KN.m} \\ ELS: 11,25 - 8,45 \times 1,33/3,6 = 4,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5}{2} - \frac{-11,67}{6,96 \times 5} = 2,83 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU: 21,37 \text{ KN.m} \\ ELS: 15,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 21,37 - 11,67 \times \left(1 - \frac{2,83}{5}\right) = 16,30 \text{ KN.m} \\ ELS: 15,60 - 8,45 \times \left(1 - \frac{2,83}{5}\right) = 11,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a:} \quad V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB:} \quad \begin{cases} V_A = \frac{6,96 \times 3,6}{2} - \frac{11,67}{3,6} = 9,28 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,96 \times 3,6}{2} - \frac{11,67}{3,6} = -15,76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,96 \times 5}{2} - \frac{0 - 11,67}{5} = 19,73 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,96 \times 5}{2} - \frac{0 - 11,67}{5} = -15,06 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de Poutrelles par niveau sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

T Y P E	X (m)	Travée	Appui	ELU			Vu (KN)	ELS		
				M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	1,33	AB	A	-2,32	/	6,19	9,28	-1,68	/	4,54
			B	/	-11,67					
	2,83	BC	B	/	16,30	19,73	/	/	11,93	
			C	-2,32						/
T2	0,96	AB	A	-1,20	/	3,22	6,70	-0,83	/	2,35
			B	/	-7,30					
	2,46	BC	B	/	13,88	17,18	/	/	10,14	
			C	/						-8,51
	2,14	CD	C	/	7,44	14,91	/	/	5,43	
			D	-1,20						/
T3	AB	A	-1,69	/	11,27	12,52	-1,23	/	8,22	
		B	-1,69	/						-1,23

Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants.

T Y P e	X (m)	Travée	Appui	E L U				E L S			
				Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
				M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	
T1	1,31	AB	A	-2,23	/	5,55	8,44	-1,60	/	4,05	
			B	/	-11,20						-14,66
	2,84	BC	B	/	14,85	18,29	/	/	10,79		
			C	-2,23						/	-13,81
T2	0,94	AB	A	-1,15	/	2,88	6,08	-0,83	/	2,10	
			B	/	-7,00						-11,27
	2,46	BC	B	/	12,34	15,84	/	/	9,10		
			C	/						-8,17	-16,31
	2,15	CD	C	/	6,73	16,14	/	/	4,89		
			D	-1,15						/	9,30

Tableau III.6. Sollicitations adoptés pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible (locale des machines)	-1,69	/	11,27	12,52	-1,23	/	8,22
Terrasse inaccessible	-2,32	-11,67	16,30	19,73	-1,68	-8,45	11,93
Etages courant	-2,23	-11,20	14,85	18,29	-1,60	-8,03	10,79

III.2.5. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul (Terrasse inaccessible 1)

Données :

$$ELU \begin{cases} M_t = 16,30 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11,67 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,32 \text{ KN.m} \\ V = 19,73 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 11,93 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8,45 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données : $b = 55 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ Mpa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu}

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,55 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,06248 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01630 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01630}{14,2 \times 0,55 \times 0,22^2} = 0,043 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}] = 0,055$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,055) = 0,216 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01630}{0,216 \times 348} = 2,16 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,16 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,46 \text{ cm}^2 < A_t = 2,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif ($M_U < 0$), ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,67 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,169 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

On a, $f_e = 400 \text{ MPa}$ \Rightarrow
$$\begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0,309 \\ \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \frac{(1-\alpha)}{(\alpha)} = 7,827 \times 10^{-3} \end{cases}$$

D'ou $\varepsilon_l < \varepsilon_{st} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\mu_{bu} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$ avec $\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,23 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1997 \text{ m} \end{cases}$

$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,67 \text{ cm}^2$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,32 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0 ; f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,042 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,2163 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,494 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,308 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,265 \text{ cm}^2$

$A_a^{min} = 0,265 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,67 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

$A_a^{min} = 0,265 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,308 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Choix des barres**

En travée :..... $A = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 = 2,36cm²

En appui intermédiaire :..... $A = 1,67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 + 1HA10 = 1,92 cm²

En appui de rive :..... $A = 0,308 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0,79 cm²

➤ **Ferraillage transversal**

$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(8\text{mm}; 6,86\text{mm}; 10\text{mm}) = 6,86$

On choisit un étrier : $\phi_8 = 0.50 \text{ cm}^2$

$$D'o\grave{u}, \quad A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérifications à l'ELU**

➤ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 19.73 \times 10^{-3} / (0.1 \times 0.22) = 0.896 \text{ MPa}$$

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

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Espacement (St):**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

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

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 105 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 126.31 \text{ cm}$$

$$D'o\grave{u}, \quad St = \min(St_1 ; St_2 ; St_3) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

• **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 19.73 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0.5672 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.5672 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(19.73 \times 10^{-3} - \frac{11.67 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right)$$

$A_l = -1.12 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant le moment.

➤ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 19.73 \text{ KN} < 120.15 \text{ KN} \dots$ vérifiée

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

avec $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$

$\tau_1^u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

✓ **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

➤ **Vérification des contraintes**

• **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -197,2 \text{ cm} < 0 \Rightarrow \text{Section en T}$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

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

$$\Leftrightarrow 5 y^2 + 215,4y - 1138,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 263,00 \Rightarrow y = 4,76 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times (4,39)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(4,39 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36(22 - 4,39)^2$$

$$I = 12492,17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,93 \times 10^{-3}}{12850,2 \times 10^{-8}} \times 4,39 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 4,54 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

• **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 1,6 \text{ cm} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire } (b \times h)$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 28,8y - 633,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 106,19 \Rightarrow y = 8,73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8,73)^3}{3} + 15 \times 1,92(22 - 8,73)^2$$

$$I = 7289,27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,45 \times 10^{-3}}{7289,27 \times 10^{-8}} \times 8,73 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 10,12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 5 \text{ m} ; M_{0s} = 15,87 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 11,93 \text{ KN.m} ;$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 24 \text{ cm} > 18,79 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow 5 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,75 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,75 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,75 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 10,40 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,027 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 11,92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

avec: $j = G - G^{revêtement}$

Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3,845 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,538 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 22} = 0,0107\%$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} ; \begin{cases} \sigma_{st}^g = 215,830 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 104,280 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 247,43 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 12492,17 \text{ cm}^4 \\ y = 4,76 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,676 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,441 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,711 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15A}$$

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

D'où, $I_0 = 66900 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 20433 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 27296 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 19708 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 36063 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6,72 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1,43 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 4,70 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 3,95 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,04 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm} \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.7. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{ctd}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Tinacc 2	0,570 < 3,33	0,350 < 2,71	/	12,52 < 120,15	0,66 < 3,33
Tinacc 1	0,896 < 3,33	0,567 < 3,15	/	19,73 < 120,15	1,02 < 3,33
EC	0,831 < 3,33	0,525 < 3,15		18,29 < 120,15	0,974 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Tinac 2	Travée	8,22	1,92	8,73	7289,27	9,84 < 15	Vérifiée
	Appui	-1,23	0,79	2,65	4810	0,68 < 15	Vérifiée
Tinac 1	Travée	11,93	2,36	4,76	12492,17	4,54 < 15	Vérifiée
	Appui	-8,45	1,92	8,73	7289,27	10,12 < 15	Vérifiée
EC	Travée	10,79	2,36	4,76	12492,17	4,11 < 15	Vérifiée
	appui	-8,03	1,92	8,73	7289,27	9,61 < 15	Vérifiée
	Appui	-11,08	3,08	4,38	12850,20	3,77 < 15	Vérifiée

Tableau III.9. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Tinac 2	Travée	11,27	0,025	0,031	0,2171	1,49	1,72	2HA8+1HA10=1,79
	Appui de rive	1,69	0,024	0,031	0,2173	0,22	0,26	1HA10 = 0,79
Tinac 1	Travée	16,30	0,043	0,055	0,2160	2,16	1,46	3HA10 = 2,36
	Appui Inter	-11,67	0,169	0,230	0,1997	1,67	0,26	HA12=1,92
	Appui de rive	-2,32	0,033	0,042	0,2163	0,308	0,26	1HA10 = 0,79
EC	Travée	14,85	0,040	0,050	0,2163	1,97	1,72	3HA10 = 2,36
	Appui Inter	-11,20	0,162	0,222	0,2004	1,60	0,26	1HA10+1HA12 = 1,92
	appui de rive	-2,23	0,032	0,040	0,2164	0,30	0,26	1HA10 = 0,79

Tableau III.10. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	étages courants	Terrasse Inaccessible
L (m)	5	5
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2,145	2,145
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,679	4,439
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	4,654	5,089
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	5,027	5,027
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	8,622	10,40
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	10,907	11,92
I(cm⁴)	12492,17	12492,17
I₀(cm⁴)	66900	66900
λ_i	3,845	3,845
λ_v	1,538	1,538
σ_{st}^j (MPa)	104,28	104,28
σ_{st}^g (MPa)	178,85	215,830
σ_{st}^p (MPa)	226,25	247,43
μ_j	0,441	0,441
μ_g	0,624	0,676
μ_p	0,688	0,711
I_{fji} (cm ⁴)	27296	27296
I_{fgi} (cm ⁴)	21647	20433
I_{fpi} (cm ⁴)	20169	19708
I_{fgv} (cm ⁴)	37549	36063
f_{ji} (mm)	1,431	1,43
f_{gi} (mm)	3,096	3,95
f_{pi} (mm)	4,203	4,70
f_{gv} (mm)	5,354	6,72
Δf (mm)	5,03	6,04
f_{adm} (mm)	10	10
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveau

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible (locale des machines)		/	
Terrasse inaccessible + Étages courantes + RDC			

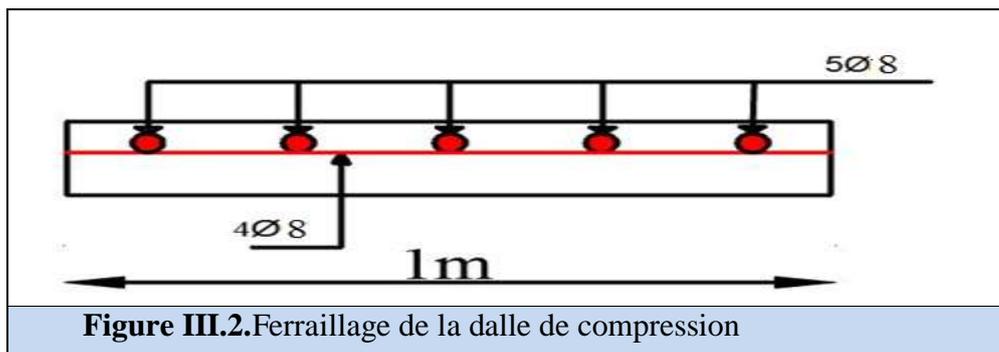
III.2.6. Étude de la dalle de compression

Selon BAEL91 (B.6.8 ,4.2.3) la dalle de compression est ferrillée forfaitairement par des aciers de fissuration dans les deux sens calculés comme suite :

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 0,10 \text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,05 \text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp}: 5\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (TSØ8 150X150)



III.3.Étude des dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut être portée dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines. Ils sont définis en deux types D1 et D2.

Dalle sur deux appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Tableau III.12. Données des différents types de dalle pleine

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1,5	2	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
D1'	1,2	2,75	0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,1075
D2	3,3	3,6	0,91	0,0447	0,8046	0,0518	0,8646

III.3.1.Dalles pleines sur deux appuis

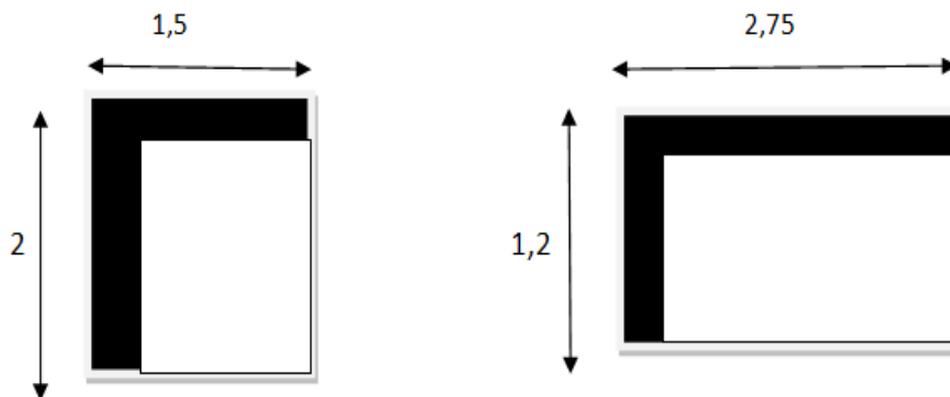


Figure III.3.Schémas des dalles pleines sur 2 appuis

Pour la dalle D1

$$\begin{cases} G = 4,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 1,5m \\ l_y = 2m \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{2} = 0,75 > 0,4$$

$$\begin{cases} l_x = 1,5m \\ l_y = 2m \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{2} = 0,75 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens

$\mu_x = 0,0621$ (Annexe 2)

$\mu_y = 0,5105$

✓ Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELU: } 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,86 + 1,5 \times 3,5) = 11,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } G + Q = 4,86 + 3,5 = 8,3 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0621 \times 11,81 \times 1,5^2 = 1,65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5105 \times 1,65 = 0,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments réels

• En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 1,65 = 1,40 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 0,84 = 0,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• En Appuis:

$$\begin{aligned} M_a^x &= -0,3 \times M_0^x = -0,3 \times 1,65 = -0,50 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= -0,3 \times M_0^y = -0,3 \times 0,84 = -0,25 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

✓ Calcul de ferrailage

➤ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
 - FPN $c \geq 2 \text{ cm}$ soit $c = 2 \text{ cm}$ ce qui donne $d = e - c = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$



Figure III.4. Section de la dalle pleine à ferrailer.

• Travée selon x :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0068$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ pour } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = 0,668 \\ \mu_l = 0,3916 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0068}) = 0,0085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,12 \times (1 - 0,4 \times 0,0085) = 0,12 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 3,352 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

- Travée selon y

$$\mu_{bu} = \frac{0,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0034$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0034}) = 0,0042$$

$$z = 0,12 \times (1 - 0,4 \times 0,00434) = 0,12m$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{0,71 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 1,70 \times 10^{-5} m^2$$

- Appuis selon x

$$\mu_{bu} = \frac{0,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0024$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0024}) = 0,0030$$

$$z = 0,12 \times (1 - 0,4 \times 0,0030) = 0,12 m$$

$$A_{cal} = \frac{0,50 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 1,20 \times 10^{-5} m^2$$

- Appuis selon y

$$\mu_{bu} = \frac{0,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0012$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0012}) = 0,0015$$

$$z = 0,12 \times (1 - 0,4 \times 0,0015) = 0,12 m$$

$$A_{cal} = \frac{0,25 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 0,60 \times 10^{-5} m^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

Pour : $e \geq 14 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$ ($\rho = 0,75$) donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,75}{2} \times 1 \times 0,14 = 1,26 \times 10^{-4} m^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,14 = 1,12 \times 10^{-4} m^2 \end{array} \right.$$

- En travée :

On opte pour : Selon x on ferraille avec A_{min} soit 4HA10 = 3,14 cm^2/ml

Selon y on ferraille avec A_{min} soit 4HA10 = 3,14 cm^2/ml

- En Appuis : A=4HA10 = 3,14 cm^2/ml

Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	Travée X-X	1,40	0,0068	0,0085	0,12	0,352	1,26	4HA10=3,14
	Travée Y-Y	0,71	0,0034	0,0042	0,12	0,170	1,12	4HA10= 3,14
	Appui X-X	0,50	0,0024	0,0030	0,12	0,120	1,26	4HA10 = 3,14
	Appui Y-Y	0,25	0,0012	0,0015	0,12	0,060	1,12	4HA10 = 3,14
D1'	Travée X-X	1,513	0,0073	0,0091	0,120	0,362	1,433	4HA10= 3,14
	Travée Y-Y	0,373	0,0018	0,0022	0,120	0,090	1,120	4HA10 = 3,14
	Appui X-X	0,534	0,0026	0,0032	0,120	0,127	1,433	4HA10 = 3,14
	Appui Y-Y	0,132	0,00064	0,0008	0,120	0,031	0,120	4HA10= 3,14

✓ Calcul de l'espacement

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

$$S_{ty} \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$$

Donc on opte pour $S_t = 25 cm$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$q_u = 11,40 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,81 \times 1,5}{2} \times \frac{2^4}{2^4 + 1,5^4} = 7,72 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,81 \times 2}{2} \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 2^4} = 4,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,064 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,064 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau III.14. Vérifications des efforts tranchants

	V_{ux} (KN)	V_{uy} (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation
D1	7,72	4,83	0,064 < 1,167	Vérifiée
D1'	6,83	0,56	0,057 < 1,167	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = 8,36 \text{ KN/m}^2$$

$$u^x = 0,0684 ; u^y = 0,6447$$

$$M_0^x = u_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0684 \times 8,36 \times 1,5^2 = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,6447 \times 1,28 = 0,82 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments réels**

• **En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 1,28 = 1,088 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 0,82 = 0,697 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En Appuis**

$$\begin{aligned} M_a^x &= -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 1,28 = 0,384 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= -0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 0,82 = 0,246 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Vérification des contraintes**

✓ **Exemple de calcul**

• **En travée sens x-x**

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

$$0,5y^2 + (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times y) - 15 \times (3,14 \times 10^{-4} \times 0,12) = 0$$

$$0,5y^2 + 2,35 \times 10^{-3} - 2,82 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 0,569 \times 10^{-3}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{(-2,35 \times 10^{-3}) + \sqrt{0,569 \times 10^{-3}}}{2 \times 0,5} = 0,0215 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}0,0215^3 + 15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times (0,12 - 0,0215)^2$$

$$I = 2,61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1,088 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} \times 0,0215 = 0,896 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,896 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,088 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}}(0,12 - 0,0215) = 61,60 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 61,60 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **En travée selon y-y**

$$0,5y^2 + 2,35 \times 10^{-3} - 2,82 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,0215 \text{ m}$$

$$I = 2,61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{0,697 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} \times 0,0215 = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,697 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} (0,12 - 0,0215) = 39,45 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 39,45 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Aux appuis sens x-x

$$0,5y^2 + 2,35 \times 10^{-3} - 2,82 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,0215 \text{ m}$$

$$I = 2,61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0,384 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} \times 0,0215 = 0,316 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,316 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,384 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} (0,12 - 0,0215) = 21,73 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 21,73 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Aux appuis sens y-y

$$0,5y^2 + 2,35 \times 10^{-3} - 2,82 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,0215 \text{ m}$$

$$I = 2,61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0,246 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} \times 0,0215 = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,246 \times 10^{-3}}{2,61 \times 10^{-5}} (0,12 - 0,0215) = 13,92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 13,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
D1	Travée x-x	1,088	2,15	2616,16	0,896 < 15	61,60 < 201,63	Vérifiée
	Travée y-y	0,697	2,15	2616,16	0,570 < 15	39,45 < 201,63	Vérifiée
	Appui x-x	0,384	2,15	2616,16	0,316 < 15	21,73 < 201,63	Vérifiée
	Appui y-y	0,246	2,15	2616,16	0,200 < 15	13,92 < 201,63	Vérifiée

D1'	Travée x-x	1,096	2,15	2616,16	0,902 < 15	62,04 < 201,63	Vérifiée
	Travée y-y	0,119	2,15	2616,16	0,098 < 15	06,73 < 201,63	Vérifiée
	Appui x-x	0,387	2,15	2616,16	0,318 < 15	21,90 < 201,63	Vérifiée
	Appui y-y	0,042	2,15	2616,16	0,046 < 15	04,66 < 201,63	Vérifiée

• **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

➤ **Pour la dalle D1**

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{150} = 0,093 > \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{150} = 0,093 > \frac{M_{tx}^s}{20M_0} = \frac{1,088}{20 \times 1,28} = 0,0425 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

Sens-y-y :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{200} = 0,070 \geq \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{12}{200} = 0,070 \geq \frac{0,697}{20 \times 0,82} = 0,042 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Pour la dalle D1'**

Sens xx :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{120} = 0,116 \geq \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{120} = 0,116 \geq \frac{M_{tx}^s}{20M_0} = \frac{1,096}{20 \times 1,29} = 0,0424 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

Sens-y-y :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{275} = 0,050 > \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{275} = 0,050 > \frac{M_{tx}^s}{20M_0} = \frac{0,119}{20 \times 0,14} = 0,042 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

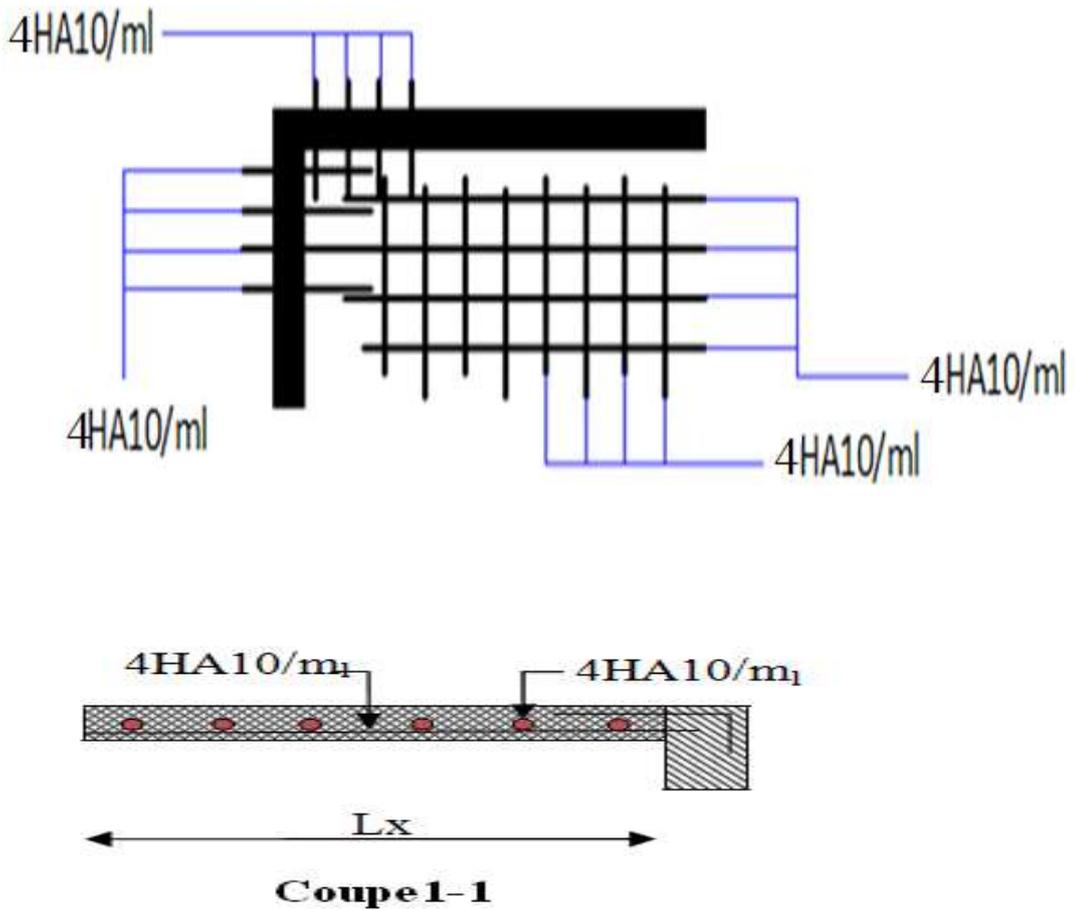


Figure III.5. Schéma de ferrailage des dalles D1 et D1

III.3.2. Dalles pleines sur quatre appuis

La dalle D2

$$\begin{cases} G = 6,11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 3,3 \text{ m} \\ l_y = 3,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{3,3}{3,6} = 0,92 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0437 && \text{(Annexe 2)} \\ \mu_y &= 0,8251 \end{aligned}$$

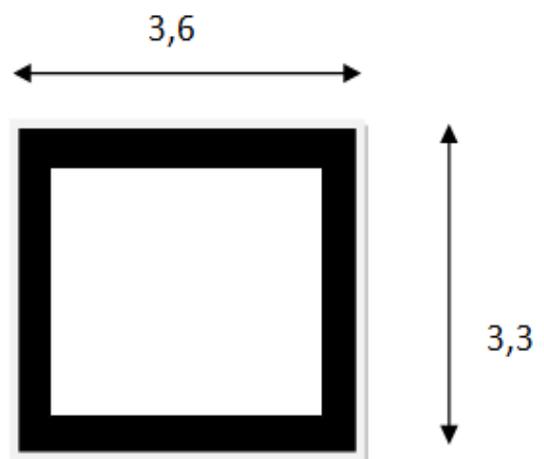


Figure III.6 : Schéma de dalles D2

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU:

$$\begin{cases} q_u = 11,99 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 8,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0437 \times 11,99 \times 3,3^2 = 5,709 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,8252 \times 5,709 = 4,711 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments réels

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 4,28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En Appui:

$$\begin{aligned} M_a^x &= -0,5 \times M_0^x = -2,85 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= -0,5 \times M_0^y = -1,43 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

✓ Calcul des Ferrailages

Tableau III.16. Calcul de ferrailage à l'ELU

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	4,28	0,0178	0, 02 2	0,128	0,96	1,248	3HA10=2,36
	y-y	4,00	0,0167	0, 02 1	0,128	0,897	1,2	3HA10=2,36
Appuis	x-x	2,85	0,011	0, 01 49	0,129	0,63	1,248	3HA10=2,36
	y-y	1,43	0,006	0, 01 74	0,129	0,32	1,2	3HA10=2,36

✓ Calcul de l'espacement

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

$$S_{ty} \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \text{ Donc on opte pour } S_t = 33 \text{ cm}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$q_u = 11,99 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,99 \times 3,3}{2} \times \frac{3,6^4}{3,3^4 + 3,6^4} = 11,60 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,99 \times 3,6}{2} \times \frac{3,3^4}{3,3^4 + 3,6^4} = 8,93 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,089 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = 8,61 \text{KN/m}^2$$

$$u^x = 0,0509$$

$$u^y = 0,8799$$

$$M_0^x = u_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0509 \times 8,61 \times 3,3^2 = 4,77 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,8799 \times 4,77 = 4,197 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels**

• **En travée**

$$\left\{ M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 4,77 = 3,577 \text{KN.m} \right.$$

$$\left. M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4,197 = 3,567 \text{KN.m} \right.$$

• **En Appuis**

$$M_a^x = -0,5 \times M_0^x = 0,5 \times 4,77 = 2,385 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 4,197 = 1,260 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

État limite de compression du béton et état limite de contrainte d'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right) = 240 \text{MPa}$$

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

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

Tableau III.17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Travée xx	3,577	2,70	4,411 10 ³	2,189	125,28	201,64	15	vérifiée
Travée yy	3,567	2,70	4,411 10 ³	2,183	124,93	201,64	15	vérifiée
Appuis xx	2,385	2,70	4,411 10 ³	1,460	83,53	201,64	15	vérifiée
Appuis yy	1,260	2,70	4,411 10 ³	0,771	44,13	201,64	15	vérifiée

• **Évaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Sens x x :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{330} = 0,045 > \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots (vérifiée)$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{330} = 0,045 > \frac{M_{tx}^s}{20M_0} = \frac{3,577}{20 \times 4,77} = 0,037 \dots \dots \dots (vérifiée)$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2,36}{100 \times 13} = 0,0018 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots (vérifiée)$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens-y-y :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{360} = 0,041 \geq \frac{3}{80} = 0,0375 \dots \dots \dots (vérifiée)$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{360} = 0,0416 \geq \frac{3,567}{20 \times 4,197} = 0,042 \dots \dots \dots (non vérifiée)$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2,36}{100 \times 13} = 0,0018 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots (vérifiée)$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} = 7,2 \text{ mm}$$

$$I_0 = 2,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$f_{ij} = 0,157 \text{ mm} ; f_{ig} = 0,204 \text{ mm} ; f_{ip} = 0,270 \text{ mm} ; f_{gv} = 0,613 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sj} = 44,42 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 57,63 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 76,21 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{adm} = 0,52 \text{ mm} < f_{adm} = 7,2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Schémas de ferrailage**

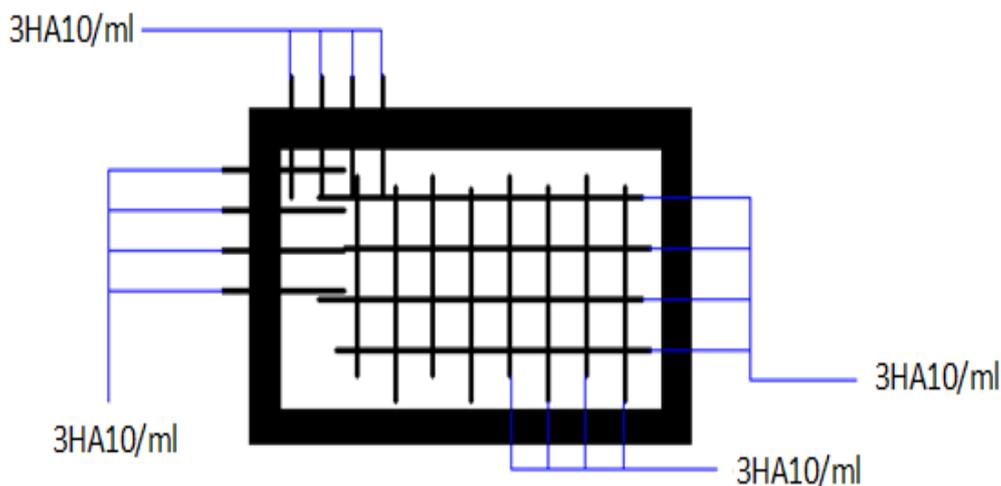


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D2

III.4. Étude de l'acrotère

Élément de façade et de protection. Il sera assimilé à une console encastrée à la base du plancher terrasse soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architectures comme elles sont montrées sur la figure ci-dessous. Avec $S = 0,0685m^2$.

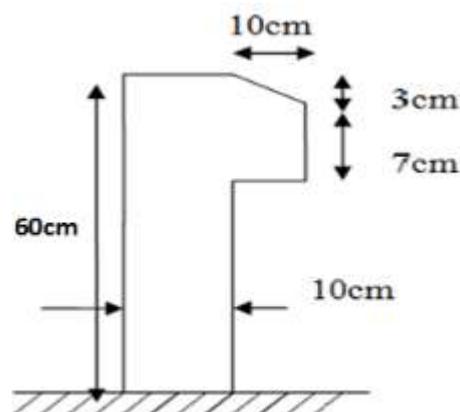


Figure III.8. Les dimensions de l'acrotère

III.4.1. Hypothèse de calcul

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

✓ Poids propre

$$G_1 = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,71 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 1,5 \text{ cm): } G_2 = 18 \times 0,015 \times 0,6 \times 1 = 0,162 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 1,5 \text{ cm): } G_2 = 18 \times 0,015 \times 0,6 \times 1 = 0,162 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total: } w_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,034 \text{ KN}$$

✓ Charge d'exploitation

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

✓ Force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère

$$\text{Donc: } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,034 \Rightarrow F_p = 0,97 \text{ KN}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations

✓ Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 0,06 \text{ m} \\ Y_G = 0,33 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,034 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,97 \times 0,33 = 0,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.18. Combinaisons d'action de l'acrotère

Combinaisons	ELU Accidentelle	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,03	2,74	2,03
M (KN.m)	0,92	0,90	0,60

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

La combinaison à considérer est 1,35G + 1,5Q

$$\begin{cases} N_u = 2,74 \text{ KN} \\ M_u = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,74} = 0,328 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) : (excentricité réelle de calcul) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \text{ CBA 93 (Article A. 4.3.5)}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée il est généralement pris égal à 2.

l_f : Longueur de flambement. avec : $l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2m$

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

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où : $e = 0,02 + 0,328 + 0,00864 = 0,3566 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,74 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,74 \times 0,3566 = 0,977 \text{ KN.m}$$

III.4.4.Ferrailage de l'acrotère

✓ Calcul à l'ELU

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa} ; N_u = 2,74 \text{ KN} ; M_u = 0,977 \text{ KN.m} ; d = 8 \text{ cm}$$

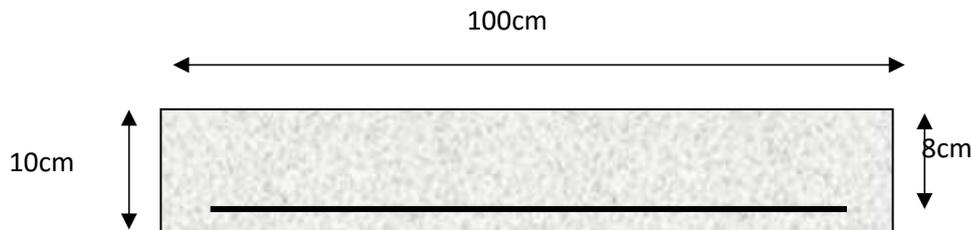


Figure III.9. Section de l'acrotère à ferrailler

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section. Donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA}

$$M_{UA} = N \times e_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

NB : N_u est pris avec son signe : N Compression (+).

$$M_{UA} = 0,977 + 2,74 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0146 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0794 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1,05 \times 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,38 \times 10^{-4} - \frac{2,74 \times 10^{-3}}{348} = \frac{0,301 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 9,66 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml} > A = 0,301 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec $A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : $A_{choisis} = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{choisis}}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,2825 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow \text{on opte pour } 3HA6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/3 = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

• **Vérification au cisaillement** : on doit vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$V_u = F_p + Q = 2,7238 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,024 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,024 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$vérifiée \Rightarrow pas de risque au cisaillement

• **Vérification de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \sum \mu_i)} \text{ BAEL91 (Article j. II. 2)}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow 4 \times 3,14 \times 6 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\zeta_{se} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{(0,9 \times 0,08 \times 0,07536)} = 0,358 \text{ MPa}$$

$$\zeta_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$\zeta_{se} \leq \zeta_{su} \Rightarrow 0,358 < 2,83 \text{ MPa}$vérifiée \Rightarrow pas de risque vis à vis de l'adhérence

✓ **Vérfications à l'ELS**

La combinaison à considérer est $G + Q$

$$\begin{cases} N_{ser} = 2,03 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ et } \eta = 1,6 \text{ pour les aciers HR}$$

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- Contrainte limite de l'acier.
- Contrainte limite du béton.

❖ **Vérification des contraintes**

✓ Vérification de la Contrainte limite de l'acier

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa}$$

✓ Vérification de la Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$y_G = \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$C = e_G - y_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - 0,45618 = 0,295 - 0,05 = 0,245 \text{ m}$$

Calcul de p et q

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 C^2 + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,181 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = -0,0296 \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0,181 y_c - 0,0296 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = q^2 + 4/27 P^3 = (-0,0296)^2 + 4/27 \times (0,181)^3 = 2,32 \times 10^{-6}$$

C > 0 → trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : 0 ≤ y = y_c + c ≤ h.

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,491 \\ \cos \varnothing = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varnothing = 2,945^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varnothing}{3} = 0,49 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0,252 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = -0,230 \text{ m} \end{cases}$$

On a: $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0,245 \leq y_c \leq 0,145$

On opte pour $y_c = 0,235 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0,008 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - A(d - y) = \frac{1 \times 0,008^2}{2} - 1,13 \times 10^{-4} \times (0,08 - 0,008)$$

$$\mu_t = 2,38 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = \frac{2,03 \times 10^{-3}}{2,38 \times 10^{-5}} \times 0,008 = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = \frac{15 \times 2,03 \times 10^{-3}}{2,38 \times 10^{-5}} \times (0,08 - 0,008) = 92,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les deux condition sont vérifiées .

III.4.5. Schémas de ferrailage

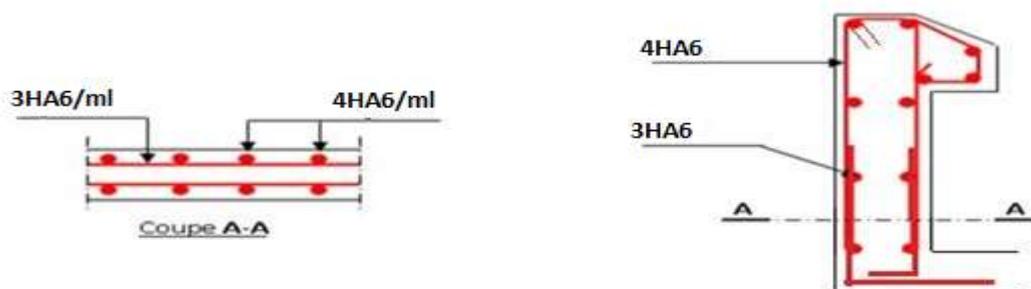


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Étude de l'ascenseur

III.5.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

III.5.2. Description de l'ascenseur

La Cabine : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

La Gaine : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

Le Palier : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

La Cuvette : Partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

La hauteur libre : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine

Le local des machines : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

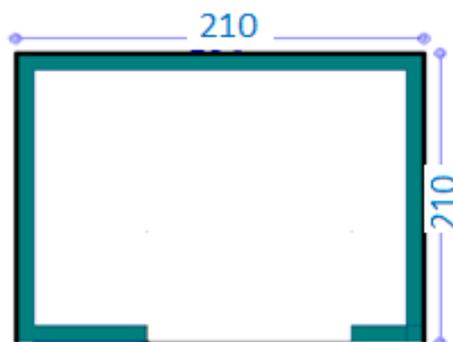


Figure III.11. Dimension d'ascenseur

III.5.3. Caractéristiques de l'ascenseur

➤ Nombre de passagers

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L_x = 210 \text{ cm}$ Longueur de l'ascenseur.

$L_y = 210 \text{ cm}$ Largeur de l'ascenseur.

$F_c = 102 \text{ KN}$ Charge due à la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$ Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$ Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6,3 \text{ KN}$ La charge nominale.

$V = 100 \text{ m/s}$ La vitesse.

III.5.4. Étude de la dalle pleine du local des machines

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

La dalle est sur 4 appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,1}{2,1} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{45} < e < \frac{210}{40} \Rightarrow 4,66 < e < 5,25$$

$e \geq 12 \text{ cm}$ pour 2h de coup feu

Donc on opte pour une épaisseur $e=15\text{cm}$.

III.5.5. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé

$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2$: Poids du revêtement en béton

$$G' = G_1 + G_2 = 3,75 + 0,88 = 4,63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$G'' = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{2,1 \times 2,1} = \frac{102}{4,41} = 23,130 \text{ KN/m}^2$$
 : Poids de la machine

$$G_{\text{Total}} = G' + G'' = 4,63 + 23,130 = 27,76 \text{ KN/m}^2$$

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

III.5.5.1. Calcul de la dalle sous charge concentrée

La charge concentrée \mathbf{P} est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $\mathbf{a}_0 \times \mathbf{b}_0$. Elle agit uniformément sur une aire $\mathbf{u} \times \mathbf{v}$ situé sur le plan moyen de la dalle.

$\mathbf{a}_0 \times \mathbf{b}_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$\mathbf{u} \times \mathbf{v}$: Surface d'impact.

\mathbf{a}_0 et \mathbf{u} : dimension suivant x-x.

\mathbf{b}_0 et \mathbf{v} : Dimension suivant y-y

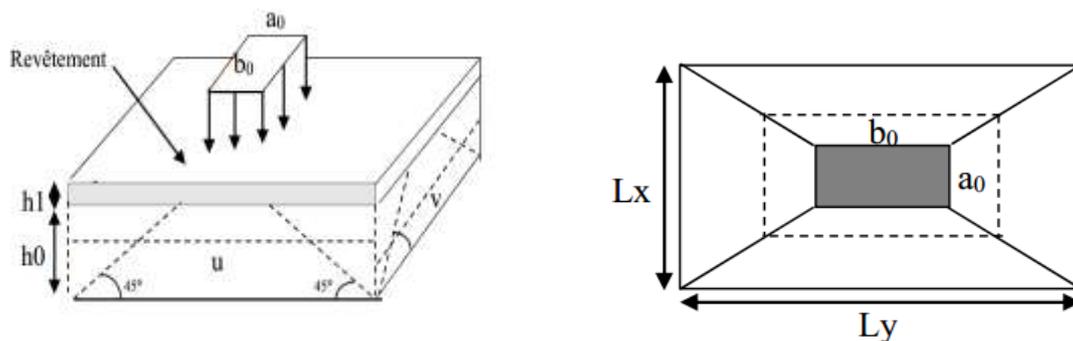


Figure III.12. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{Pour une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 4 \text{ cm}$: Épaisseur du revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$: Épaisseur de la dalle.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\xi = \begin{cases} 0,75 \rightarrow \text{revetement moins résistant} \\ 1 \rightarrow \text{revetement en béton armé} \end{cases} \Rightarrow \text{Dans notre cas } \xi = 1$$

D'où :

$$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm}$$

III.5.5.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\begin{cases} M_1^x = q_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_1^y = q_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \text{ avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins..... [Annexe III]

$$\begin{cases} M_1 : \text{en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \\ M_2 : \text{en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \frac{v}{L_x} \text{ et } \rho \end{cases}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{103}{210} = 0,500 \Rightarrow M_1 = 0,09$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{103}{210} = 0,500 \Rightarrow M_2 = 0,09$$

➤ **Evaluation des moments M_1^x et M_1^y du système de levage**

$$q_u = 1,35 G = 1,35 (D_m + P_m + P_{personnes}) = 1,35 \times (82 + 15 + 6,3) = 139,455 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 139,455 \times 0,09 \Rightarrow M_1^x = 12,550 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 139,455 \times 0,09 \Rightarrow M_1^y = 12,550 \text{ KN.m}$$

➤ Evaluation des moments M_2^x et M_2^y due au poids propre de la dalle

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$; ELS : $\begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$ (Annexe 2)

$q_u = 1,35 G' + 1,5 Q = 1,35 \times 4,63 + 1,5 \times 1 = 7,7505 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} M_2^x = 0,0368 \times 7,7505 \times 2,1^2 \Rightarrow M_2^x = 1,257 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 1,00 \times 1,257 \Rightarrow M_2^y = 1,257 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments

$$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \Rightarrow M_0^x = 13,807 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \Rightarrow M_0^y = 13,807 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments réels

➤ En Travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 13,807 = 10,355 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 13,807 = 11,735 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En Appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 13,807 = -6,903 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,3 \times 13,807 = -4,142 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.5.3.Calcul du Ferrailage

Le calcul de la dalle sur 4 Appuis se fera pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ (FPN)

Tableau III.19. Calcul de ferrailage à l'ELU

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x-x	10,355	0,0431	0,055	0,127	2,342
	Selon y-y	11,735	0,0488	0,062	0,127	2,655
En Appuis	Selon x-x	-6,903	0,0287	0,036	0,128	1,549
	Selon y-y	-4,142	0,0172	0,021	0,128	0,929

❖ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée**

On a HA f_cE400 ⇒ ρ₀ = 0,0008

Avec e = 15 cm, b = 100cm et ρ = 1

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} A_{tx}^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 15 \\ A_{ty}^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2,342 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_t^x \\ A_t^y = 2,655 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_t^y \end{cases}$$

$$A_t^y = 2,655 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^{\min}}{4} = 0,300 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis**

$$\begin{cases} A_a^x = 1,549 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_a^x \\ A_a^y = 0,929 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA10 selon le sens X	4HA10 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Calcul de l'espacement**

En travée : $St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

FPN ⇒ $\begin{cases} St \parallel l_x = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ St \parallel l_y = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 25 \text{ cm}$

En appuis : $St \leq \frac{100}{4} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow st = 33 \text{ cm}$

❖ **Vérification au poinçonnement**

Il faut vérifier que : $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b \dots \dots \dots \text{CBA (article A.5.2.4.2)}$

Avec : q_u : charge de calcul a l'état ultime.4

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (103 + 103) = 412 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 463,5 \text{ KN/m}$$

$$139,455 \text{ KN} \leq 463,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de poinçonnement.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :** Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge :

$$v \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } a_0 : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139,455}{3 \times 1,03} = 45,1312 \text{ KN} \\ \text{au milieu de } b_0 : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139,455}{3 \times 1,03} = 45,1312 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{45,1312 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,3472 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,3472 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque vis-à-vis le cisaillement

III.5.5.4. Calcul des sollicitations à l'ELS

❖ **Evaluation des moments M_1^x et M_1^y du système de levage**

$$q_{ser} = G = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_1^y = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 103,3 \times (0,09 + 0,2 \times 0,09) = 11,156 \text{ KN.m} \\ 103,3 \times (0,09 + 0,2 \times 0,09) = 11,156 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_1^x = 11,156 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 11,156 \text{ KN.m}$$

❖ **Evaluation des moments M_2^x et M_2^y due au poids propre de la dalle :**

$$q_s = G' + Q = 4,63 + 1 = 5,63 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_2^x = 0,0441 \times 5,63 \times 2,1^2 = 1,095 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 1,00 \times 1,095 = 1,095 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \Rightarrow M_0^x = 11,156 + 1,095 = 12,251 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \Rightarrow M_0^y = 11,156 + 1,095 = 12,251 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels**

➤ **En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 12,251 = 9,188 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 12,251 = 10,413 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Aux appuis**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,5 \times M_0^x = 0,5 \times 12,251 = 6,125 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 12,251 = 3,675 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton (FPN)

Exemple de calcul : calcul de Y et I

➤ En travée sens x-x

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

$$0,5y^2 + (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 4,71 \times 10^{-3} - 6,123 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 0 \Rightarrow \Delta = 1,2468 \times 10^{-3}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = \frac{(-4,71 \times 10^{-3}) + \sqrt{1,2468 \times 10^{-3}}}{2 \times 0,5} = 0,0306 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,0306)^2)$$

$$I = 5,6087 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{9,188 \times 10^{-3}}{5,6087 \times 10^{-5}} \times 0,0306 = 5,012 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,012 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

➤ En travée sens y-y

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{10,413 \times 10^{-3}}{5,6087 \times 10^{-5}} \times 0,0306 = 5,681 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,681 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

➤ Aux appuis sens x-x

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

$$0,5y^2 + (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 0,13) = 0$$

$$0,5y^2 + 3,015 \times 10^{-3}y - 3,92 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 0 \Rightarrow \Delta = 7,930 \times 10^{-4}$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = \frac{(-3,015 \times 10^{-3}) + \sqrt{7,930 \times 10^{-4}}}{2 \times 0,5} = 0,0251 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,0251)^2)$$

$$I = 3,323 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{6,125 \times 10^{-3}}{3,323 \times 10^{-5}} \times 0,0251 = 4,626 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,626 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

➤ Aux appuis selon y-y

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{3,675 \times 10^{-3}}{3,323 \times 10^{-5}} \times 0,0251 = 2,775 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,775 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions sont vérifiées, il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

1^{ère} Condition :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right] \Rightarrow \frac{15}{210} = 0,071 > \max \left[0,0375 ; \frac{9,188}{20 \times 12,251} \right]$$

$$\Rightarrow 0,071 > \max [0,0375 ; 0,0374] = 0,0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2^{ème} Condition :

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 2,4154 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5.5. Calcul de la dalle sous charge répartie

❖ **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$q_u = 1,35 \times G_{Total} + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,35 \times 23,130 + 1,5 \times 1 = 32,725 \text{ KN/ml}$$

✓ **Évaluation des moments sous charge répartie :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0368 \times 32,725 \times 2,1^2 = 5,310 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1,00 \times 5,310 = 5,310 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels**

➤ **En Travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 5,310 = 3,982 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 5,310 = 4,513 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 0,5 \times 5,310 = 2,655 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 5,310 = 1,593 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du Ferrailage**

Le calcul de la dalle sur 4 Appuis se fera pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ (FPN)

Tableau III.20. Calcul de ferrailage à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x-x	3,982	0,016	0,020	0,128	0,894
	Selon y-y	4,513	0,018	0,022	0,128	1,013
En appui	Selon x-x	2,655	0,011	0,013	0,129	0,591

	Selon y-y	1,593	0,006	0,0075	0,129	0,354
--	-----------	-------	-------	--------	-------	-------

❖ **Condition de non fragilité**

➤ **En travée**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{tx}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0,894 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_t^y = 1,013 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \\ A_t^y = 1,013 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^{\min}}{4} = 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

➤ **Aux appuis**

$$\begin{cases} A_a^x = 0,591 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0,354 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et aux appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	3HA8 selon x-y
$A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Il faut vérifier que : $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b \dots \dots \dots \text{CBA (article A.5.2.4.2)}$

Avec : q_u : charge de calcul a l'état ultime.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (103 + 103) = 412 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 463,5 \text{ KN/m}$$

$$32,725 \text{ KN} \leq 463,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{32,725 \times 2,1}{2} \times \frac{2,1^4}{2,1^4 + 2,1^4} = 17,180 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{32,725 \times 2,1}{2} \times \frac{2,1^4}{2,1^4 + 2,1^4} = 17,180 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,180 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,132 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,132 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée

D'où : pas de risque vis-à-vis le cisaillement

❖ **Calcul des sollicitations à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{Total} + Q = 27,76 + 1 = 28,76 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0441 \times 28,76 \times 2,1^2 = 5,593 \text{ KN.m} \right.$$

$$\left. \left\{ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1,00 \times 5,593 = 5,593 \text{ KN.m} \right. \right.$$

➤ **En Travée**

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 5,593 = 4,194 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 5,593 = 4,754 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Aux appuis**

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0,5 \times M_0^x = 0,5 \times 5,593 = 2,796 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 5,593 = 1,678 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton (FPN)**

➤ **Vérifications des contraintes à l'ELS**

Tableau III.21. Calcul des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s (cm^2)°	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	Selon x-x	4,194	2,01	2,514	3844,8	2,274 < 15	Vérifiée
	Selon y-y	4,754	2,01	2,514	3844,8	3,108 < 15	Vérifiée
Appui	Selon x-x	2,796	1,51	2,211	2996,8	2,062 < 15	Vérifiée
	Selon y-y	1,678	1,51	2,211	2996,8	1,238 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions sont vérifiées, il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

1^{ère} Condition :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right] \Rightarrow \frac{15}{210} = 0,071 > \max \left[0,0375 ; \frac{4,194}{20 \times 5,593} \right]$$

$\Rightarrow 0,071 > \max [0,0375 ; 0,0374] = 0,0375 \dots \dots \dots$ vérifiée

2^{ème} Condition :

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 1,5462 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6. Schéma de ferrailage

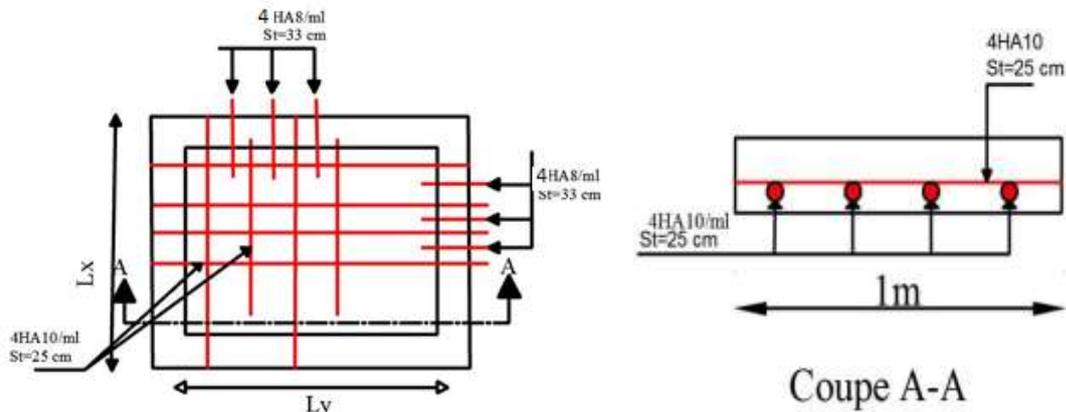


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle (local des machines)

III.6. Poutre de Chaînage

III.6.1. Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

III.6.2. Dimensions

Selon le RPA 99 (Article 9.3.3)

- ✓ La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur.
- ✓ $h \geq 15 \text{ cm}$
- ✓ $b \geq \frac{2}{3} \times h$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$
 $b = 25 \text{ cm} \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$

III.6.3. Sollicitations

- Poids propre de la poutre : $g_0 = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur : $g_{mur} = 2,67 \times (2,89 - 0,3) = 6,91 \text{ KN/ml}$

La charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$q_u = 1,35(1,875 + 6,91) = 11,86 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 1,5 + 6,91 = 8,41 \text{ KN/m}$$

❖ Moments isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: M_0 = 11,86 \times \frac{3,3^2}{8} = 16,14 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0 = 8,41 \times \frac{3,3^2}{8} = 11,49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moments réels

➤ En Travée

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t = 0,85 \times 16,14 = 13,72 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t = 0,85 \times 11,49 = 9,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 16,14 = -4,84 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 11,49 = -3,447 \text{ KN.m} \end{cases}$$

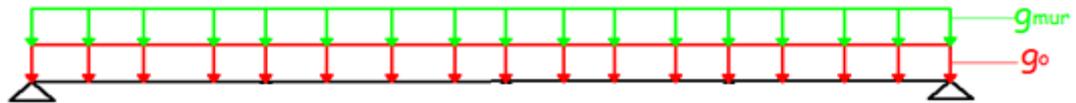


Figure III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.6.4.Ferrailage

• En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13,72 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,25 \times 0,23^2} = 0,073 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc: $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}] = 0,094$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,23(1 - 0,4 \times 0,094) = 0,22 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{13,72 \times 10^{-3}}{0,22 \times 348} = 1,79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,79 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{4,84 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,25 \times 0,23^2} = 0,025 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc: $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne: $A_a = \frac{M_{au}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}] = 0,0326$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,23(1 - 0,4 \times 0,0326) = 0,22 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{4,84 \times 10^{-3}}{0,22 \times 348} = 6,455 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,6455 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0,69 \text{ cm}^2 < A_t = 1,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow A_a^{min} = 0,69 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
 Donc on ferraille avec $A_{calculé}$.

➤ **Choix d'armatures**

✓ **Armatures longitudinales**

En travée : $A = 1,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

En appuis : $A = 0,62 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales**

$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{min}\right) \Rightarrow \emptyset = 8 \text{ mm}$, donc on choisit A_t :

$A_t = 1$ cadre $\emptyset 8$

Soit : $2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = \frac{11,35 \times 3,3}{2} = 18,727 \text{ KN}$$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{18,727 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,23} = 0,52 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 20,7 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow St \leq 40,4 \text{ cm}$

3) $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 0 \text{ cm}$

D'où, $St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9,77	6,650	10287,56	$6,31 \leq 15$
En appui	-3,447	6,650	10287,56	$2,22 \leq 15$

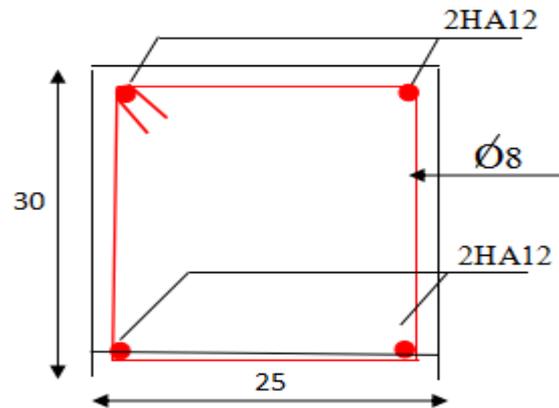


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

✓ Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche :

Données : $l = 3,3m$; $M_{0s} = 11,49 KN.m$; $M_{ts} = 9,77 KN.m$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Leftrightarrow 0,09 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{20M_0^s} \Leftrightarrow \frac{30}{330} = 0,09 \geq \frac{9,77}{20 \times 11,49} = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{2,26}{25 \times 23} = 0,0039 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

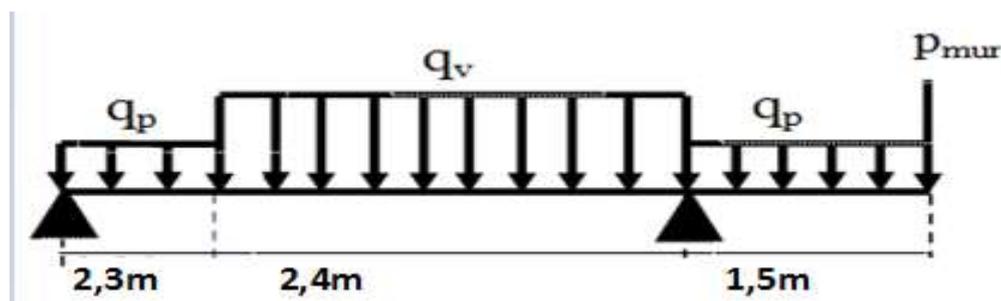
III.7. Étude des escaliers

III.7.1. Définition

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles ils sont soumis, pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'ils leur conviennent. Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à deux volées identique pour tous les étages.

Étude de la partie (AB)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.



Figures. III.16.Schéma statique de l'escalier des étages courants

Avec :

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,78 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{mur} = G \cdot h \cdot 1 \text{ ml} = 6,78 \text{ KN}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,60 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,75 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,28 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = p_{mur} + q_p \cdot 1,5 + q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 2,3$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 45,99 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 30,62 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 42,88 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 35,26 \text{ KN} \end{cases}$$

III.7.2.Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.23.Les sollicitations à l'ELU

	0 < X < 2,3		2,3 < X < 4,7		0 < X < 1,5	
X	0	2,3	2,3	4,7	0	1,5
T(X)	-42,88	-15,85	-15,85	21,59	-24,4	-6,78
M(X)	0	67,54	67,54	-23,39	-23,39	0

avec :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow M^{max} = 75,58 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24.Les sollicitations à l'ELS

	0 < X < 2,3		2,3 < X < 4,7		0 < X < 1,5	
X	0	2,3	2,3	4,7	0	1,5

T(X)	-35,26	-15,87	-15,87	11,21	-19,42	-6,78
M(X)	0	58,82	58,82	-19,65	-19,65	0

avec :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow M^{max} = 69,95KN.m$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} \end{cases}$$

Tableau III.25. Les sollicitations maximale

	ELU	ELS
M_t^{max}(KN.m)	64,24	59,46
M_a^{max}(KN.m)	37,79	34,97
V^{max}(KN)	42,88	35,26

III.7.3.Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

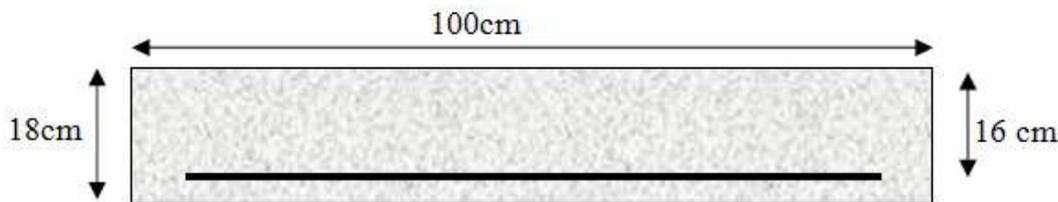


Figure III.17. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferrailage de l'escalier

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	64,24	0,177	0,245	0,144	12,80	1,93	7HA16 = 14,07	15
Appui	37,79	0,107	0,142	0,151	7,18	1,93	7HA12 = 7,92	15

✓ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 3,51 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$; St = 20 cm

En appui : $A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 42,88 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,268 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement. Donc nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

✓ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Les vérifications des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	59,46	0,0637	2,818x10 ⁻⁴	13,44	15	Vérifiée
En appui	34,97	0,0509	5x10 ⁻⁴	9,68	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{83}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 18 \text{ cm} < 19,74 \text{ cm} \dots\dots\dots$ non vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 14,07 \text{ cm}^2 < 16,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

3) $L = 4,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$

✓ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous **g** : $\begin{cases} q_v^g = 8,78 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,93 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 17,53 \text{ KN.m}$

Sous **j** : $\begin{cases} q_v^j = 7,17 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,5 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 13,69 \text{ KN.m}$

Sous p : $\begin{cases} q_v^p = 11,28 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 23,36 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,87\%$; $\begin{cases} \lambda_i = 2,388 \\ \lambda_v = 0,955 \end{cases}$; $I_0 = 28034,79 \text{ cm}^4$; $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

- Calcul des σ_{st}

$\sigma_{st}^g = 89,78 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^j = 71,51 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^p = 119,69 \text{ MPa}$

- Calcul des μ

$\mu_g = 0,301$; $\mu_j = 0,203$; $\mu_p = 0,417$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 17939,2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 20743,9 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 15439,5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23949,6 \text{ cm}^4 \end{cases}$; $\begin{cases} f_{gv} = 1,50 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0,46 \text{ mm} \\ f_{pi} = 1,04 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0,667 \text{ mm} \end{cases}$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,42 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{4700}{500} = 9,4 \text{ mm} \dots$ la flèche est vérifiée

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Schéma de ferrailage

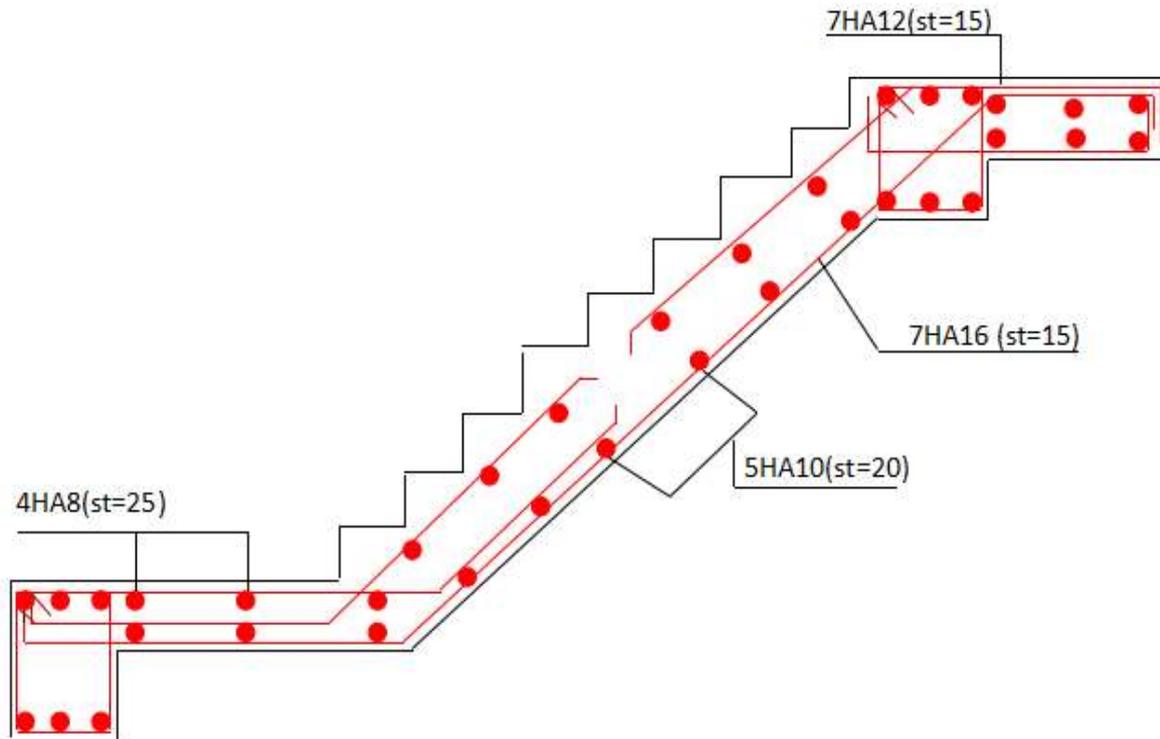


Figure III.18. Schémas de ferrailage de l'escalier

III.8.Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

III.8.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

✓ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

Donc, on prend : $\begin{cases} h = 45 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

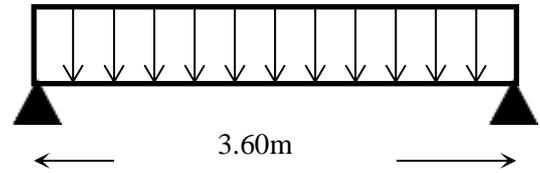


Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Charge revenant à la poutre palière**

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 * 0.45 * 25 = 3.375 \text{ KN/ml.}$

✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: R_b = 45.99 \text{ KN/ml.} \\ ELS: R_b = 30.62 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 * 3.375) + 45.99 = 52.06 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 3.375 + 30.62 = 35.12 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

III.8.2.Sollicitations

$M^{max} = \frac{q l^2}{8}$, $V^{max} = \frac{q * l}{2}$ Les moments max sont représentés dans le tableau suivant :

ELU : $\begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_u = 0.85 M^{max} = 69.30 \text{ KN. m} \\ \text{en appuis} \Rightarrow M_a = -0.5 M^{max} = -40.94 \text{ KN. m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_s = 0.85 M^{max} = 46.82 \text{ KN. m} \\ \text{en appuis} \Rightarrow M_a = -0.5 M^{max} = -27.54 \text{ KN. m} \end{cases}$

III.8.3.Ferraillage

❖ **Ferraillage à la flexion simple :**

Le calcul a donné les résultats suivants :

Tableau III.28. Ferraillage de la poutre palière.

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	A calculé (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
En Travée	69.30	0.207	0.293	0.247	8.06	1.01
Aux appuis	40.94	0,122	0,161	0,262	4.50	1.01

Avec :

BAEL: $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2$

RPA: $A_{min} = 0.5\% b h = 6.75 \text{ cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b d} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.325 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

La condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

➤ **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures Transversale**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \quad \Leftrightarrow \quad A_t \geq 0.47 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage à la torsion**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), \quad e = b/6.$$

$$\text{Donc, } e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 1000 \text{ cm}^2.$$

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 130 \text{ cm}.$$

Le moment de torsion à prendre est le moment max à l'appui

$$M_{tor} = \frac{Ma \cdot L}{2} = 42.10 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 4.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{FPN})$$

➤ **Contrainte résultante :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition n'est pas vérifier}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre palier. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

En recalcul : e et Ω .

$$e = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (45 - 5.83) \times (50 - 5.83) = 1142.59 \text{ cm}^2$$

Les contraintes à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b d} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 3.16 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \quad (FPN)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 3.25 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \text{condition verifier}$$

❖ Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{42.10 \times 10^{-3} \times 130 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 1142.59 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 6.92 cm^2$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad \text{On fixe } t = 15 cm \Rightarrow A_t = 0.79 cm^2$$

- Ferrailage a la flexion : $\begin{cases} A_t = 8.06 cm^2 \\ A_a = 4.50 cm^2 \\ A_{min} = 1.01 cm^2 \end{cases}$
- Ferrailage a la Torsion: $\begin{cases} A_{long} = 6.92 cm^2 \\ A_{tran} = 0.79 cm^2 \end{cases}$

Ferrailage final

✓ Armatures longitudinales: $A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$

En Travée : $A_t = 11.52 cm^2$

En Appuis: $A_a = 4.89 cm^2$

✓ Armatures transversales

$$A = A_t \text{ flexion} + A_t \text{ torsion} = 1.26 cm^2$$

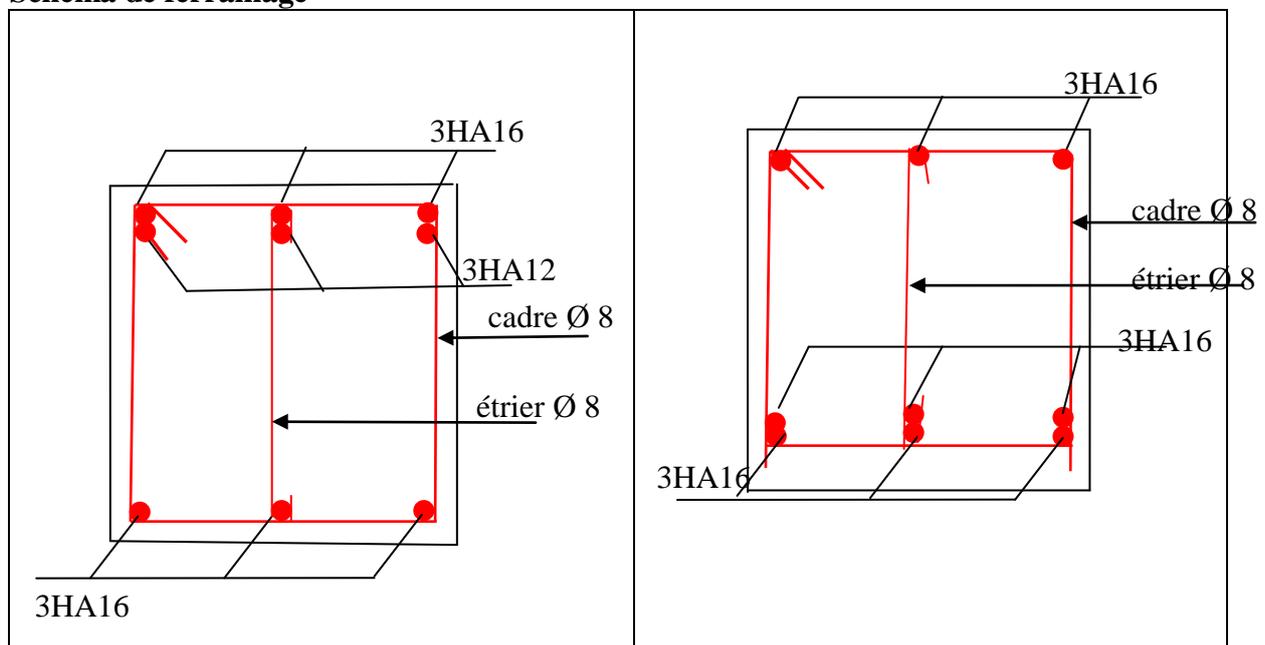
Le choix de ferrailage :

En Travée : $A_t = 8.38 cm^2 = 6HA16 = 12.06 cm^2$

En Appuis: $A_a = 6.91 cm^2 = 3HA16 + 3HA12 = 9.42 cm^2$

$A_t = 1.26 cm^2 = \text{un cadre } \emptyset 8 + \text{étrier } \emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 cm^2$

Schéma de ferrailage



En appuis	En travée
Figure III.20. Schémas de ferrailage de la poutre palière	

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 30 \text{ cm} > 22,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4,62 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 2,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

III.9.Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL 91/99 et le RPA99/2003.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend deux types de dalle pleine. Elles ont été étudiés et ferrillés.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles. Par la suite nous avons effectué l'étude de l'ascenseur puis nous avons ferrillé la dalle du locale des machines.

La poutre de chaînage à été étudiée à la flexion simple ; ainsi pour la poutre palière qui a été étudiée sous des sollicitations en flexion et en torsion.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

CHAPITRE IV

Étude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts. Ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences. D'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible. Autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis. Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments; on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure. Mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Colum pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides. Cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

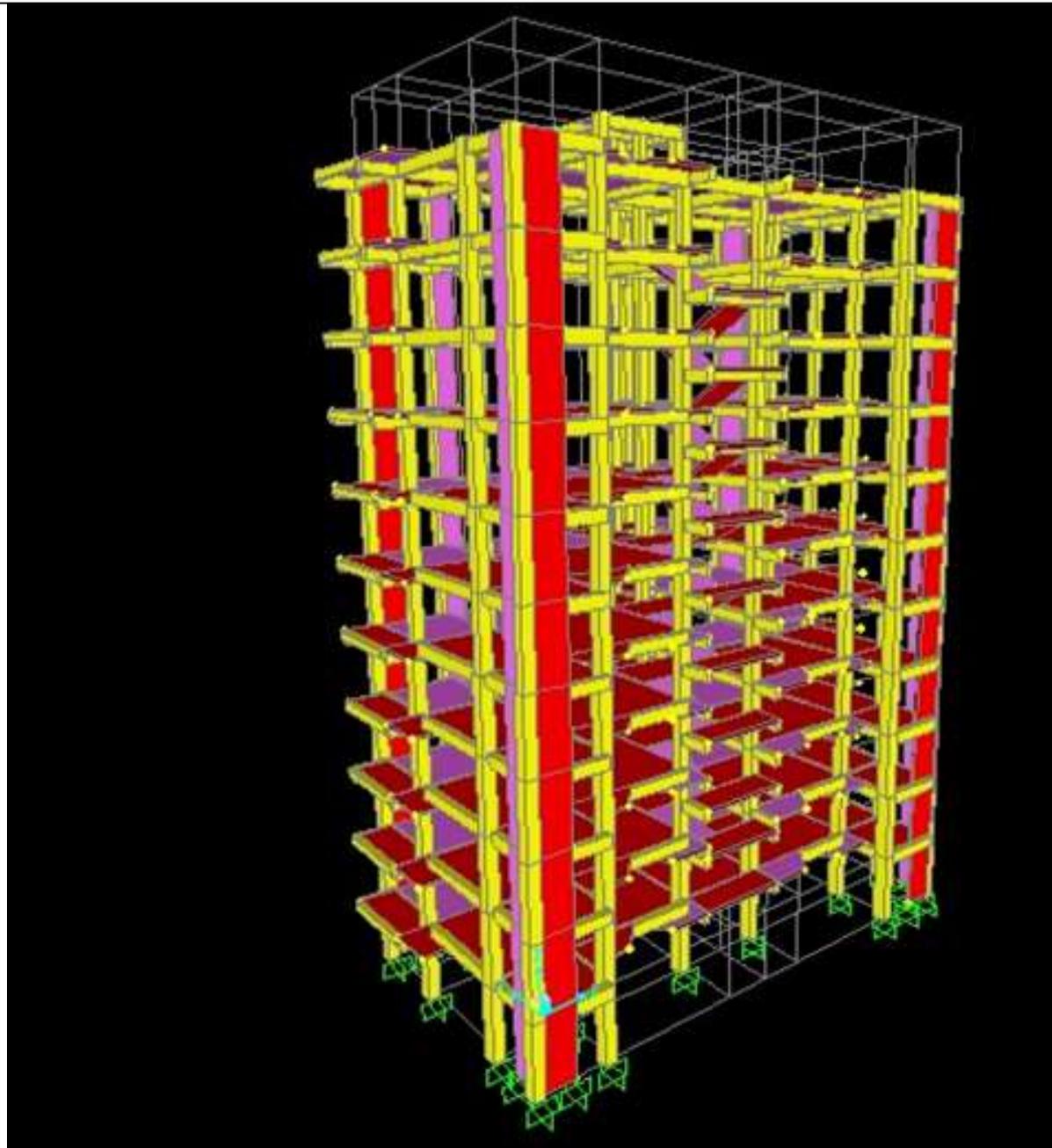


Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres. Donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral si la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment .}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2 (bâtiment d'habitation)} \\ \text{Zone sismique IIa (moyenne sismicité)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,15$
- ✓ $R = 5$; le système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Pqx	Pqy
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
02	Redondance en plan	0,05	0,05
03	Régularité en plan	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	0,05	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	0	0
06	Contrôles d'exécution	0	0
		1,20	1,20

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$

✓ $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 26524,309$ KN

✓ $D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$

D'où, $\eta = 0,816$

✓ On a un site ferme S2 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

❖ **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$H = 31,79 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 21,50 \text{ m} \\ L_y = 11,30 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc, $\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,671 \text{ s} , 0,617 \text{ s}) = 0,617 \text{ s} \\ T_y = \min(0,671 \text{ s} , 0,851 \text{ s}) = 0,671 \text{ s} \end{array} \right.$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,528 \\ D_y = 1,445 \end{array} \right.$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{xst} = 1459,049 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1379,790 \text{ KN} \end{array} \right.$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{array} \right.$$

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000, nous avons obtenus la disposition des voiles de contreventement suivante :

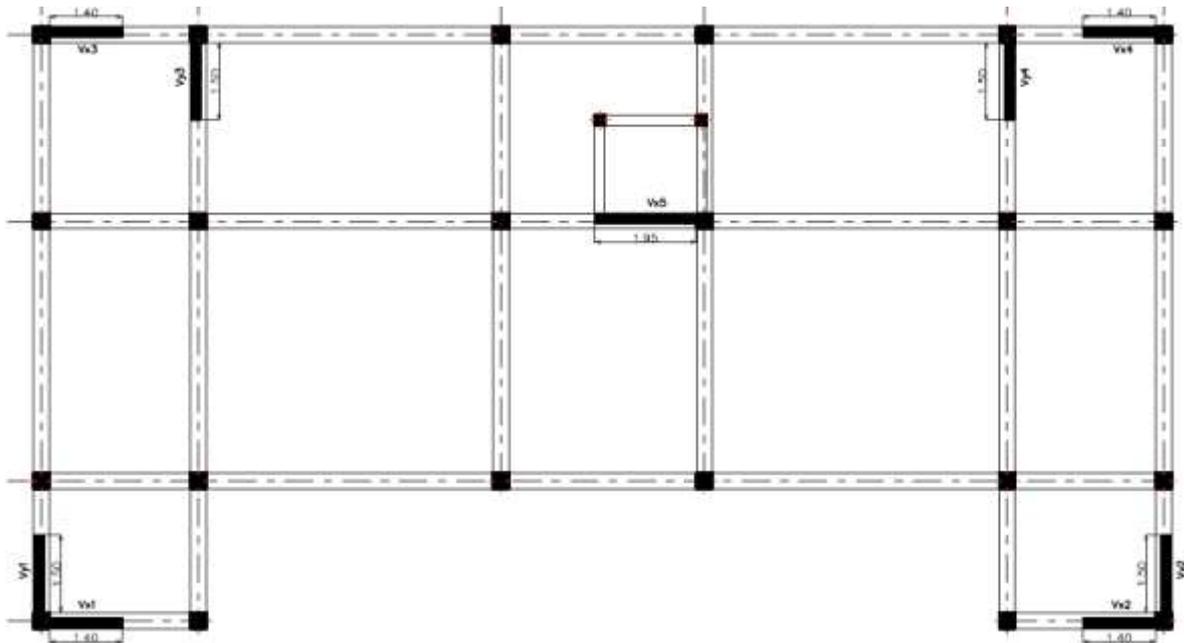


Figure IV.2 : Disposition des voiles

4.4. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

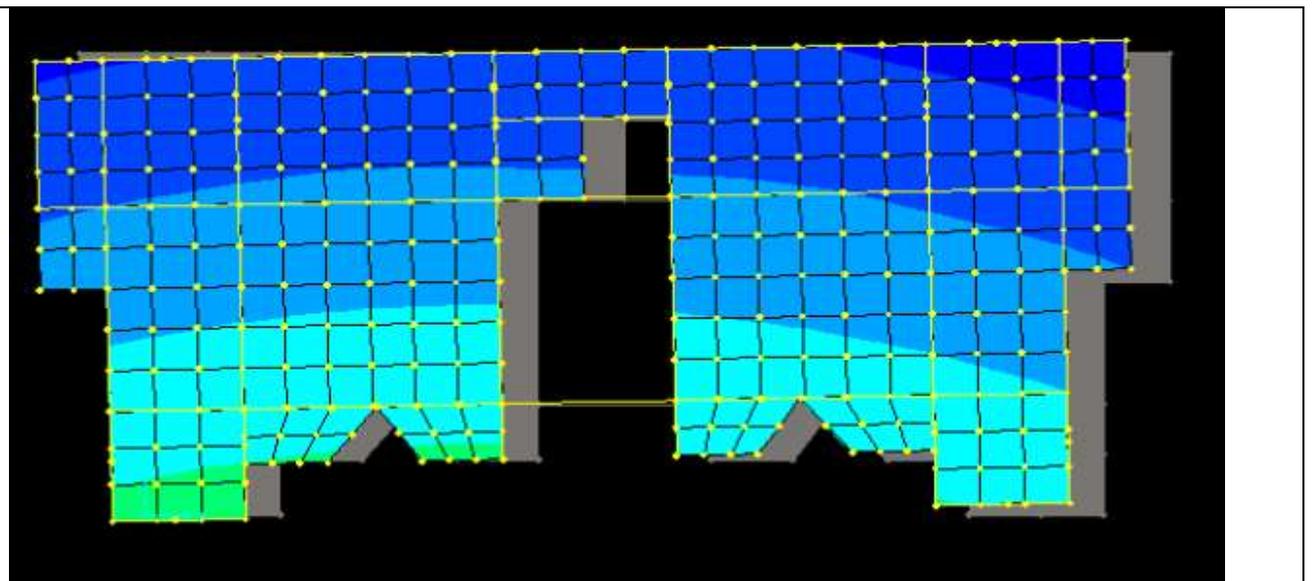


Figure IV.3. 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe X)

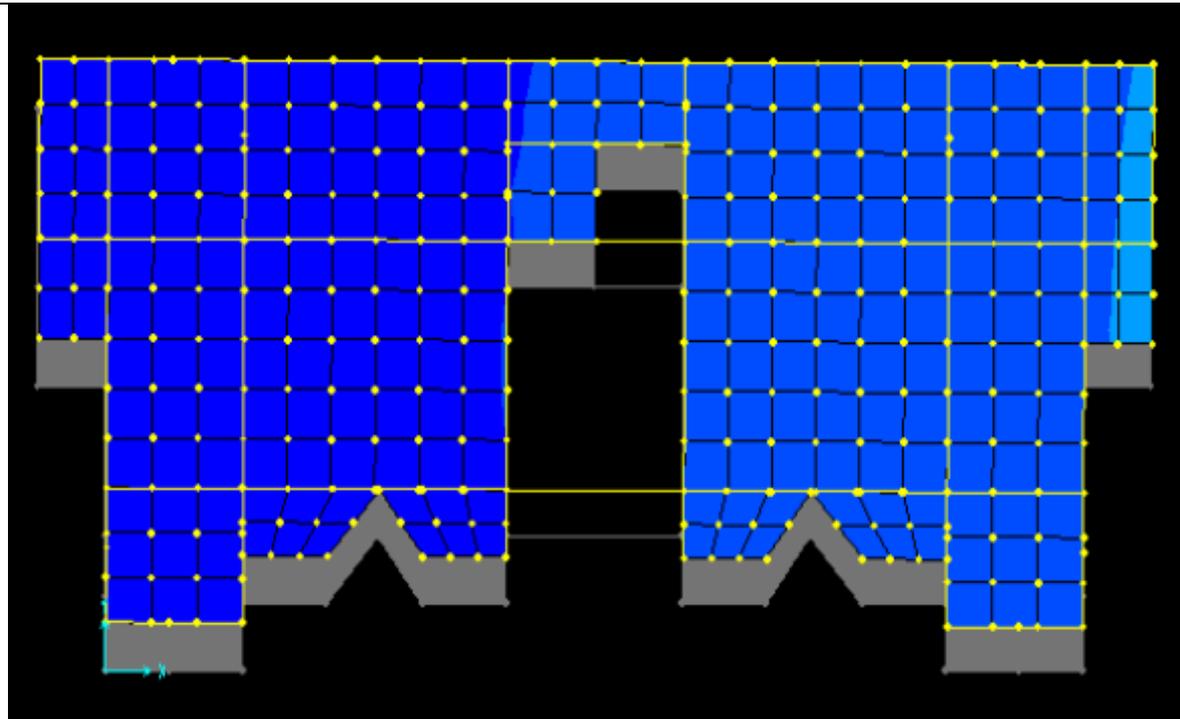


Figure IV.4. 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y)

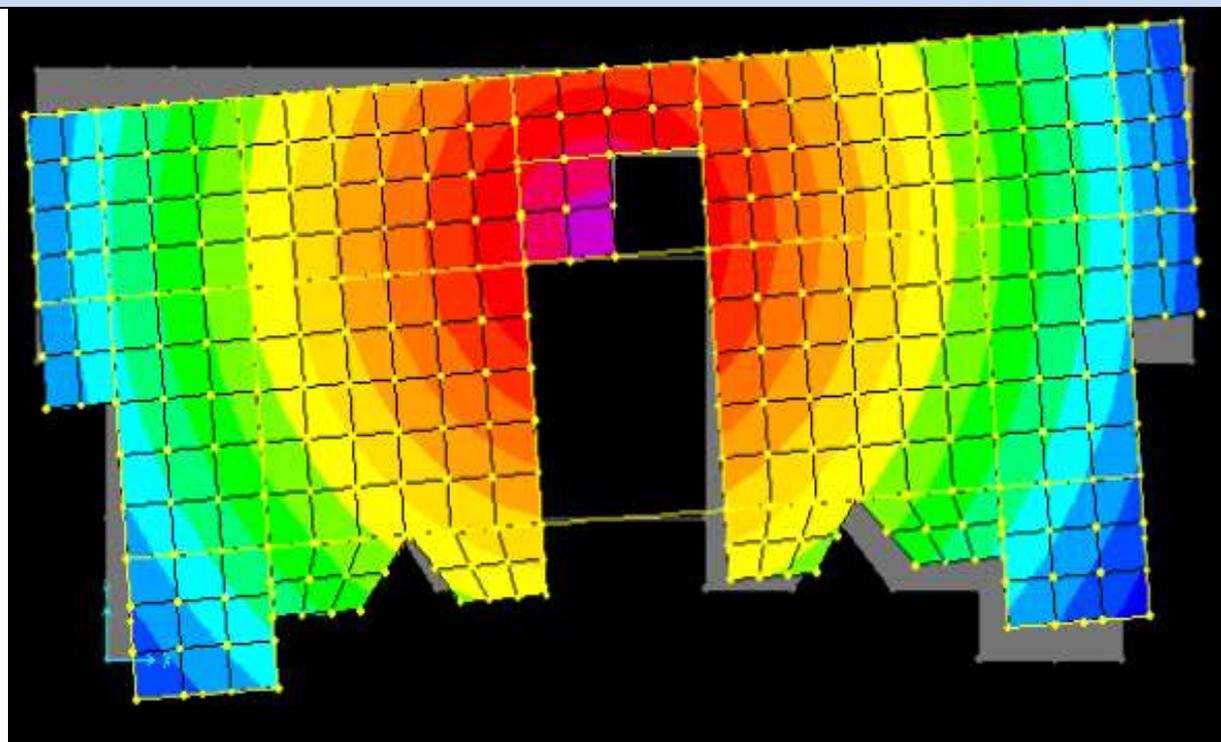


Figure IV.5. 3^{ème} mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z)

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
01	0,789782	0,71145	0,00289	0,71145	0,00289
02	0,781791	0,00238	0,7360	0,71384	0,73889
03	0,680856	0,03018	0,00083	0,74402	0,73971
04	0,254082	0,12532	0,00241	0,86935	0,74212
05	0,248529	0,00278	0,13555	0,87213	0,87766
06	0,208827	0,01047	0,00012	0,88260	0,87779
07	0,137070	0,04084	0,00159	0,92344	0,87938
08	0,132655	0,00164	0,04693	0,92508	0,92631
09	0,106678	0,00413	0,00003608	0,92921	0,92635
10	0,096848	0,00000849	0,00106	0,92922	0,92741
11	0,091762	0,0192	0,00117	0,94842	0,92858
12	0,08907	0,00085	0,02161	0,94928	0,95019

Interprétation des résultats obtenus

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique atteint 90% dans les deux sens au bout du 7^{ème} mode.

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,789 \text{ s} \\ T_y = 0,781 \text{ s} \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation selon X-X et Y-Y respectivement
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation selon Z-Z.

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

- ✓ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S.Sol	22728,198	3796,111	85,688	14,311
rdc	19837,109	4167,987	82,637	17,363
01	17616,467	3925,917	81,776	18,224
02	15557,841	3555,635	81,397	18,602
03	13558,805	3126,099	81,264	18,736
04	11674,139	2581,127	81,893	18,106
05	9752,745	2139,786	82,007	17,992
06	7762,688	1766,941	81,458	18,541
07	5869,296	1334,223	81,478	18,522
08	3985,776	890,449	81,739	18,261
09	2161,027	439,173	83,110	16,889

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S.S	677,403	496,740	57,693	42,306	684,037	550,389	55,413	44,586
Rdc	680,263	414,779	62,122	37,306	589,549	388,696	60,265	39,734
01	716,734	352,686	67,020	32,979	643,205	398,535	61,743	38,256
02	711,420	300,101	70,331	29,668	651,681	327,857	66,529	33,470
03	698,591	241,988	74,272	25,727	630,228	276,383	69,514	30,485
04	614,284	240,899	71,830	28,169	578,836	245,978	70,177	29,822
05	576,059	188,065	75,388	24,611	540,912	195,187	73,483	26,516
06	496,747	163,359	75,252	24,747	430,320	205,410	67,689	32,310
07	434,488	106,275	80,347	19,652	377,73	142,238	72,644	27,355
08	309,552	91,348	77,214	22,785	283,735	100,989	73,750	26,249
09	245,695	52,920	82,278	17,721	243,612	55,262	81,509	18,490

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	V_{st}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1174,071	1459,049	1167,239	Vérifiée
Suivant Y-Y	1234,346	1379,79	1103,830	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
S.S	3,00	0,072	0,363	0	0,363	0,121	0,068	0,341	0	0,341	0,113
RDC	2,89	0,193	0,965	0,363	0,602	0,208	0,179	0,895	0,341	0,554	0,191
01	2,89	0,332	1,660	0,965	0,695	0,240	0,314	1,570	0,895	0,675	0,233
02	2,89	0,478	2,390	1,660	0,730	0,252	0,457	2,285	1,570	0,715	0,247
03	2,89	0,623	3,115	2,390	0,725	0,250	0,600	3,00	2,285	0,715	0,247
04	2,89	0,764	3,820	3,115	0,705	0,243	0,742	3,710	3,000	0,710	0,245
05	2,89	0,906	4,530	3,820	0,710	0,245	0,876	4,380	3,710	0,670	0,231
06	2,89	1,034	5,170	4,530	0,640	0,221	1,004	5,020	4,380	0,640	0,221
07	2,89	1,147	5,735	5,170	0,565	0,195	1,118	5,590	5,020	0,570	0,197
08	2,89	1,246	6,230	5,735	0,495	0,171	1,217	6,085	5,590	0,495	0,171
09	2,89	1,332	6,660	6,230	0,430	0,148	1,304	6,520	6,085	0,435	0,150

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k\max} = 0,0073 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0289 \text{ m}$

Sens (y - y) : $\Delta_{k\max} = 0,00715 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0289 \text{ m}$

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
S.S	3,00	26524,309	0,363	1174,143	0,027	0,341	1234,426	0,024
RDC	2,89	24005,096	0,602	1095,042	0,045	0,554	978,245	0,047
01	2,89	21542,384	0,695	1069,420	0,048	0,675	1041,740	0,048
02	2,89	19113,476	0,730	1011,521	0,047	0,715	979,538	0,048
03	2,89	16684,904	0,725	940,579	0,044	0,715	906,611	0,045
04	2,89	14255,266	0,705	855,183	0,040	0,710	824,814	0,042
05	2,89	11829,531	0,710	764,124	0,038	0,670	736,099	0,037
06	2,89	9529,629	0,640	660,106	0,031	0,640	635,730	0,033
07	2,89	7203,519	0,565	540,763	0,026	0,570	519,9688	0,027
08	2,89	4876,225	0,495	400,900	0,020	0,495	384,724	0,021
09	2,89	2600,200	0,430	298,615	0,012	0,435	298,874	0,013

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

5.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $V = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$V = N/(f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
S. Sol et RDC	0,275	2059,127	0,299	Vérifiée
Etages 1,2 et 3	0,25	1655,945	0,264	Vérifiée
Etages 4 et 5	0,225	1063,509	0,189	Vérifiée
Etages 6 et 7	0,2025	687,554	0,135	Vérifiée
Etages 8,9 et salle des machines	0,18	322,635	0,071	Vérifiée

IV.6. Conclusion

La modalisation avec le logiciel de calcul SAP2000 , nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la fois des conditions de **RPA**. Ce qui nous a poussé à faire un redimensionnement des éléments structuraux. A la fin on a opté pour les dimensions suivantes :

Tableau IV.9.Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S.SOL	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
Poteaux (cm ²)	50*55		50*50			45*50		45*45		40*45		
Voiles (cm)	18					15						
P.P (cm ²)	30*50											
P.S (cm ²)	30*45											

CHAPITRE V

Études des éléments principaux

V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux

Se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\text{RPA99 (Article 5.2)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E_x \\ 4) G + Q \pm E_y \\ 5) 0.8 G \pm E_x \\ 6) 0.8 G \pm E_y \end{array} \right.$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- ✓ l'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- ✓ l'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- ✓ le moment maximum M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel SAP2000 en utilisant la commande « START design/check of structure ».

V.2.1. Recommandations du RPA99/V2003

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- 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.
- $\phi_{min} \geq 12 m$ (Diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.
- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions de recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

Les longueurs à prendre en compte(en zone nodale) pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : La hauteur d'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

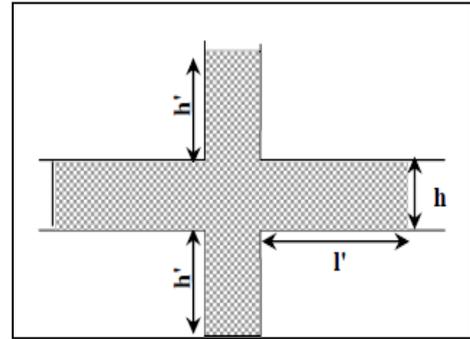


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous Sol, RDC	50×55	22	110	165
1, 2 et 3 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
4 et 5 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
8 et 9 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108

b) Les armatures transversales

➤ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{l} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA99/Version 2003 (formule 7.1)}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ (l'élanement géométrique)}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b : section du poteau)

t : L'espace des armatures transversales :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10,15\text{cm})$ en zone II
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone II

Avec : ϕ_l le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en %

$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 ; \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 ; \\ \text{interpoler les valeurs} & \text{si } 5 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

V.2.2.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	N _{max}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}	N _{min}	M _{cor}	V _u (KN) SAP2000
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	2059.127	2.556	114.797	1072.141	323.149	10.193	170.697
1, 2 et 3 ^{ème} étage	1655.945	16.065	101.753	632.144	38.975	6.080	75.528
4 et 5 ^{ème} étage	1063.509	31.104	90.627	430.997	101.647	4.533	62.159
6 et 7 ^{ème} étage	687.554	7.403	81.931	266.888	35.452	3.392	55.961
8 et 9 ^{ème} étage	322.635	5.910	65.975	108.984	26.162	11.172	43.971

V.2.3.Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable. Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinale

Niveaux	Section du Poteau (cm ²)	A _{cal} (cm ²) SAP 2000	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
Sous Sol, RDC	50×55	9.941	22	12T16= 24.12
1, 2 et 3 ^{ème} étage	50×50	9.785	20	4T16+8T14= 20.36
4 et 5 ^{ème} étage	45×50	9.304	18	12T14= 18.48
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	7.449	16.2	12T14= 18.48
8 et 9 ^{ème} étage	40×45	7.367	14.4	10T14= 15.40

Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Ferrailage transversale

Sections (cm ²)	Φ _l ^{min} cm	V _u (KN)	l _r cm	λ _g cm	l _f m	S _t zone nodale	S _t zone courante	A _t ^{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adopt} (cm ²)
50 × 55	1,6	170,697	64	3,18	1,75	10	15	4,655	5,66	6HA12=6,79
50 × 50	1,4	75,528	64	3,346	1,673	10	15	1,98	5,35	4HA10+ 2HA12=5,40
45 × 50	1,4	62,159	56	3,346	1,673	10	15	1,63	4,81	4HA10+ 2HA12=5,40
45 × 45	1,4	55,961	56	3,717	1,673	10	15	1,63	4,19	6HA10=4,71
40 × 45	1,4	43,971	56	3,717	1,673	10	15	1,28	3,72	6HA8=4,71

Conformément au RPA99 version 2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \quad \text{dans notre cas : } \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

V.2.4. Vérifications

❖ **Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le BAEL99(Art4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \text{ CBA 93 (Article B. 8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement

N_{max} : Effort normal maximal sollicitant la section du poteau considéré

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$; Avec i : rayon de giration

Cas d'une section rectangulaire $I = \frac{bh^3}{12}$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Sections cm ²	$I_0 \cdot 10^{-3}$ (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
50 × 55	6,93	1,75	0,158	11,07	0,833	24,12	2544	4623,21	2059,127
50 × 50	5,21	1,633	0,144	11,62	0,832	20,36	2304	4145,62	1655,945
45 × 50	4,68	1,673	0,144	11,62	0,832	18,48	2494	4377,98	1063,509
45 × 45	3,42	1,673	0,129	12,97	0,827	18,48	1849	3363,78	687,554
40 × 45	3,04	1,673	0,129	12,97	0,827	15,40	1634	2945,85	322,635

Du tableau ci-dessus ; $N_{max} < N_u$, donc pas de risque de flambement

❖ **Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est nuisible, la vérification se fera pour la contrainte de compression du béton et la contrainte limite de l'acier dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau, pour cela nous avons procédé comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times v \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times v' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \overline{\sigma}_s \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} (d - v') \right] \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

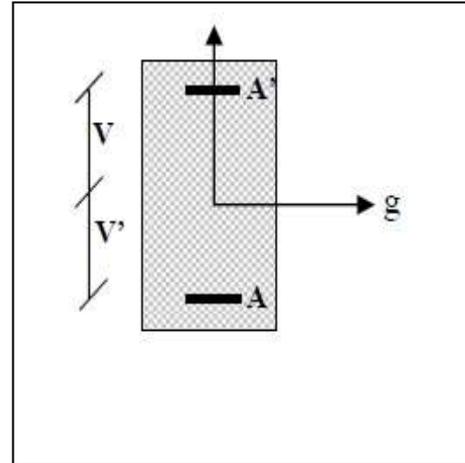


Figure V.2. Section d'un poteau

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) [\text{MPa}]$.

$$\overline{\sigma}_s = \min(266.66; 695.70) \text{ MPA}$$

Pour la vérification de la contrainte limite de l'acier on vérifie l'une des deux

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{b \times h + 15(A' + A)} ; V' = h - V$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Niveaux	Sous Sol et RDC	Étages 1,2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7	Étages 8 et 9
Sections	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
d (cm)	47	47	42	42	37
A (cm ²)	24,12	20,36	18,48	18,48	15,40
V (cm)	29,77	27,39	26,86	24,85	24,15
V' (cm)	25,23	22,61	23,14	20,15	20,85
I _{yy} (m ⁴)	0,0133	0,0054	0,0048	0,0036	0,0031
N _{ser} (KN)	1525,279	1226,626	787,785	509,30	238,989
M _{serG} (KN.m)	29,487	38,709	38,906	41,365	42,888
σ _{bc1} (MPa)	5,56	6,33	5,29	5,07	4,52
σ _{bc2} (MPa)	4,34	2,75	1,24	-2,31	-1,70
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Du tableau V.6., on remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ donc la condition est vérifiée.

❖ Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_{bu}$$

Telle que : $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs.
E. Sol et RDC	50×55	1,750	3,18	0,04	47	170,697	0,726	1,00	Vérifiée
Étages 1, 2 et 3	50×50	1,673	3,346	0,04	47	75,528	0,321	1,00	Vérifiée
Étages 4 et 5	45×50	1,673	3,346	0,04	42	62,159	0,329	1,00	Vérifiée
Étages 6 et 7	45×45	1,673	3,717	0,04	42	55,961	0,296	1,00	Vérifiée
Étages 8 et 9	40×45	1,673	3,717	0,04	37	43,971	0,297	1,00	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Dispositions constructives

- Longueur des crochets :

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm. On adopt: } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm. On adopt: } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.2.6. Détermination de la zone nodale critique

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$

h : Hauteur de la poutre principale

h_e: Hauteur de chaque niveau

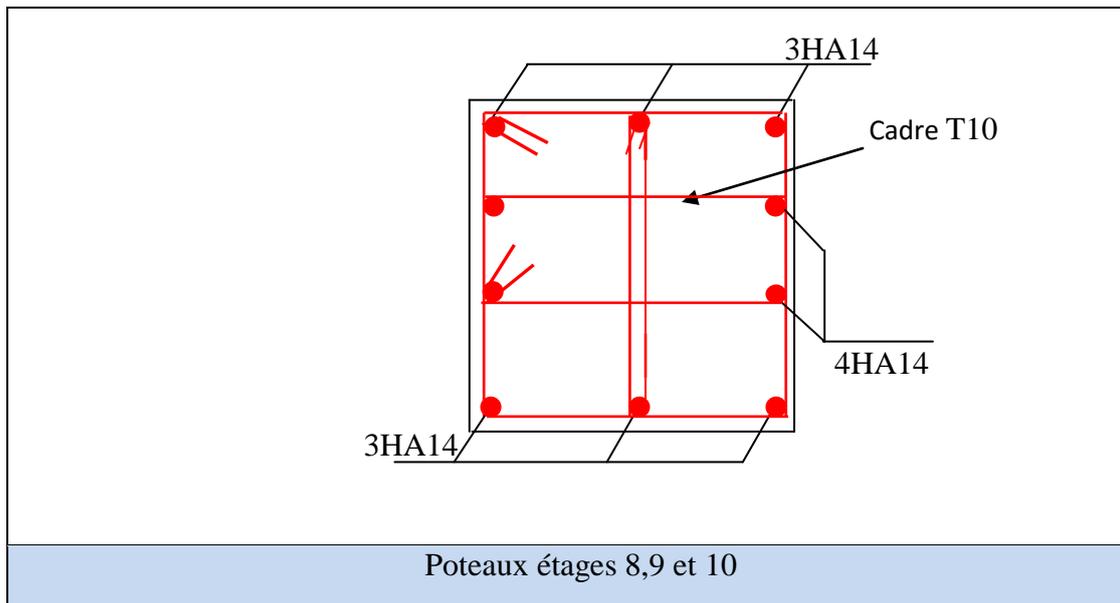
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		S.S et RDC	Étages 1, 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7	Étages 8 et 9
Sections		50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
L' (cm)	P.P	100	100	100	100	100
	P.S	90	90	90	90	90
h' (cm)		60	60	60	60	60

V.2.7. Schémas de ferrailage

Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux de chaque niveau

<p>Poteaux Sous sol et RDC</p>	<p>Poteaux étages 1, 2 et 3</p>
<p>Poteaux étages 4 et 5</p>	<p>Poteaux étages 6 et 7</p>



V.3. Étude des poutres

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du **RPA99** (version 2003) et du **BAEL91** qui sont :

$$\text{RPA99 - 2003 (Art 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E_x \\ 4) G + Q \pm E_y \\ 5) 0.8 G \pm E_x \\ 6) 0.8 G \pm E_y \end{array} \right.$$

Les poutres sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (30×50), disposées selon l'axe y-y.
- ✓ poutres secondaires (30×45), disposées selon l'axe x-x.

V.3.1.Recommandations du RPA99/Verssion2003

a) Armatures longitudinales (RPA99-2003(Art 7.5.2.1))

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 \varnothing en zone II

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des coudes à 90°.

b) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b_0$$

Avec: b_0 : La largeur de la poutre

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

h : hauteur de la poutre

ϕ_l^{min} : 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.3.2. Calcul du ferrailage

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par SAP2000.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage adoptée doit respecter les exigences du RPA

Tableau V.10. Le ferrailage des poutres

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{cal} SAP2000	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²) et N ^{br} de barres
Sous Sol et RDC	Principale	30x50	Appuis	6.981	7.5	90	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	5.503	7.5	60	3T14+3T12 = 8.01
	Secondaire	30x45	Appuis	6.342	6.75	81	6T12 = 6.79
			Travée	5.084	6.75	54	6T12 = 6.79
1, 2 et 3 ^{ème} étage	Principale	30x50	Appuis	6.922	7.5	90	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	5.372	7.5	60	3T14+3T12 = 8.01
	Secondaire	30x45	Appuis	6.507	6.75	81	6T12 = 6.79
			Travée	6.277	6.75	54	6T12 = 6.79
4 et 5 ^{ème} étage	Principale	30x50	Appuis	6.623	7.5	90	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	3.954	7.5	60	3T14+3T12 = 8.01
	Secondaire	30x45	Appuis	6.257	6.75	81	6T12 = 6.79
			Travée	5.868	6.75	54	6T12 = 6.79
6 et 7 ^{ème} étage	Principale	30x50	Appuis	6.322	7.5	90	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	3.282	7.5	60	3T14+3T12 = 8.01
	Secondaire	30x45	Appuis	5.429	6.75	81	6T12 = 6.79
			Travée	5.323	6.75	54	6T12 = 6.79
8 et 9 ^{ème} étage	Principale	30x50	Appuis	6.287	7.5	90	3T14+3T12 = 8.01
			Travée	2.967	7.5	60	3T14+3T12 = 8.01
	Secondaire	30x45	Appuis	4.635	6.75	81	6T12 = 6.79
			Travée	4.537	6.75	54	6T12 = 6.79

b) Les armatures transversales

✓ Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{lmin}, \frac{b_0}{10}\right) \text{ BAEL 91 (article 3.2.1)}$$

• Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{50}{35}, 1.2, \frac{30}{10}\right) = \min(1.42, 1.2, 3)$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm} \text{ donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1.2, \frac{30}{10}\right) = \min(1.28, 1.2, 3)$$

$$\phi \leq 12 \text{ mm} \text{ Donc on prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ L'espacement des armatures transversales : selon le RPA99/2003

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{lmin}, 30 \text{ cm}\right)$$

• Poutres principales :

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right) = \min(12.5, 14.4, 30 \text{ cm}) \text{ On adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

• Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right) = \min(11.25, 14.4, 30 \text{ cm}) \text{ On adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

• Poutres principales :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• Poutres secondaires :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.3. Vérifications

✓ Vérification du pourcentage des armatures longitudinales selon le RPA 99 :

❖ En zone courante

Poutres principales :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

❖ En zone de recouvrement

Poutres principales :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

❖ La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \text{ soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \text{ soit : } L_r = 50 \text{ cm}$$

➤ Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité

✓ Poutres principales: $A > A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 47 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{adopt} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.70 \text{ cm}^2$ Donc la condition est vérifiée

✓ Poutres secondaires: $A > A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{adopt} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$ (Donc la condition est vérifiée)

• Contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPA}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H. III. 1)}$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	148.15	1.05	3.33	Vérifiée
Secondaires	151.566	1.20	3.33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}$, la condition est vérifiée Pas de risque de cisaillement.

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ Appuis intermediaires : $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

Les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.12 . Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ (cm^2)	Obs
P.P	9.24	148.115	-111.722	4.25	-3.33	Vérifiée
P.S	8.01	151.566	-92.835	4.35	-2.70	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

✓ État limite de compression du béton

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Résultats de vérification des contraintes dans le béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm) ⁴	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
PP	Appuis	74.952	1.5640 10 ⁵	15.80	7.57	15	vérifiée
	Travée	36,317	1.5640 10 ⁵	15.80	3.66	15	vérifiée
PS	Appuis	45.417	1.0720 10 ⁵	13.83	5.86	15	vérifiée
	Travée	47.311	1.0720 10 ⁵	13.83	6.10	15	vérifiée

❖ **Vérification de la limite de déformation**

D'après le BAEL 91 et le CBA 93, la vérification de la flèche est inutile si :

- 1) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{b_0 \times d} > \frac{4.2}{f_e}$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{580} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,039 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,47} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{500} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,7901 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,42} = 0,0053 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

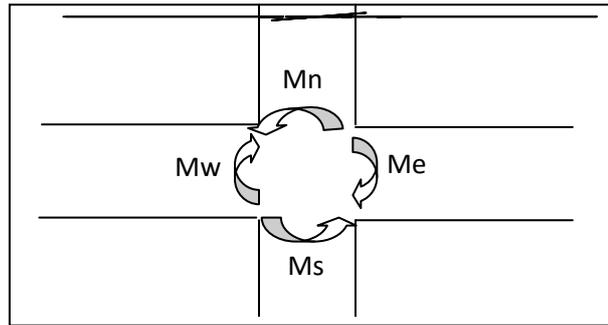


Figure V.3. La zone nodale.

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Avec: M_n, M_s : Moments résistant ultimes dans les poteaux.

M_w, M_e : Moments résistant ultimes dans les poutres.

h : La hauteur totale de la section du béton.

$$Z = 0.85h$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \cdot A_S \cdot \sigma_S$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm^2)	Z (m)	A_S (cm^2)	M_N ($KN \cdot m$)
s-sol et RDC	50 × 55	0.495	24.12	415.49
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	50 × 50	0.450	20.36	318.83
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45 × 50	0.450	18.48	289.39
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45 × 45	0.405	18.48	260.45
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40 × 45	0.405	15.40	217.04

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	Z	A_s	M_R
Sous Sol et RDC	Principale	30x50	0,45	8.01	125.44
	Secondaire		0,405	6.79	95.70
1, 2 et 3 ^{ème} étage	Principale	30x50	0,45	8.01	125.44
	Secondaire		0,405	6.79	95.70
4 et 5 ^{ème} étage	Principale	30x50	0,45	8.01	125.44
	Secondaire		0,405	6.79	95.70
6 et 7 ^{ème} étage	Principale	30x50	0,45	8.01	125.44
	Secondaire		0,405	6.79	95.70
8 et 9 ^{ème} étage	Principale	30x50	0,45	8.01	125.44
	Secondaire		0,405	6.79	95.70

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_w=M_e$ (KN.m)	$M_n=M_s$ (KN.m)	$1.25 (M_w+M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Obs
Sous Sol et RDC	95.70	415.49	239.25	830.98	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	95.70	318.83	239.25	637.66	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	95.70	289.39	239.25	578.78	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	95.70	260.45	239.25	520.90	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	95.70	217.04	239.25	434.08	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	$M_w=M_e$ (KN.m)	$M_n=M_s$ (KN.m)	$1.25 (M_w+M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Obs
Sous Sol et RDC	125.44	415.49	313.60	830.98	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	125.44	318.83	313.60	637.66	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	125.44	289.39	313.60	578.78	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	125.44	260.45	313.60	520.90	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	125.44	217.04	313.60	434.08	Vérifiée

V.3.4. Schéma de ferrailage

<p>En appuis</p>	<p>En travée</p>

Tableau V.18. Schémas de ferrailage de la poutre principale

<p>En appuis</p>	<p>En travée</p>

Tableau V.19. Schémas de ferrailage de la poutre secondaire

V.4. Étude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $0.8G \pm Q$
- $G + Q \pm E$

V.4.1.Recommandations du RPA99/2003/

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

a) Armatures verticales.

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$.

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales (vers l'extérieur) pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$, les

deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 . Elles doivent être placées à l'extérieur.

c) 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.

d) Règle communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = 0.15\% e.l \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile}$$

RPA99 (Art 7.7.4.3)

$$A_{min} = 0.10\% e.l \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

L'espacement : $S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm})$ (pour les armatures verticales et horizontales)

$$\emptyset_l < \frac{1}{10} \times e \text{ (exception faite pour les zone d'about).}$$

Longueurs de recouvrement :

40 \emptyset : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 \emptyset : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N). Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$N_{max} \rightarrow M_{cor}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{cor}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{cor}$$

b) Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e.d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4.V$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA**.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b$$

$\times l$: Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$: Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$: Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$: Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$: Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{adpt}/face$: Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

$A_h^{cal}/face$: Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

- Voile sens x-x :

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile Vx1.

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1474.810	1.052	6.473	174.170	308.560	1.609	495.610
1, 2 et 3 ^{ème} étage	546.690	0.217	3.286	100.020	34.640	1.250	192.130
4 et 5 ^{ème} étage	426.490	0.206	2.312	47.860	19.380	1.231	133.650
6 et 7 ^{ème} étage	348.830	0.233	2.524	27.930	22.610	1.734	116.500
8 et 9 ^{ème} étage	222.750	0.247	2.672	174.180	84.260	2.246	84.720

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile Vx2.

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1095.610	1.452	5.464	169.860	186.280	1.605	434.890
1, 2 et 3 ^{ème} étage	624.490	0.225	3.191	58.940	34.200	1.596	202.040
4 et 5 ^{ème} étage	481.580	0.185	2.293	53.770	40.220	1.453	164.000
6 et 7 ^{ème} étage	361.540	0.242	2.511	30.940	46.590	1.915	129.940
8 et 9 ^{ème} étage	230.640	0.259	2.856	202.330	95.480	2.417	87.530

Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vx3.

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1803.260	1.212	5.723	428.050	409.220	1.324	559.00
1, 2 et 3 ^{ème} étage	771.610	0.176	5.598	190.950	115.960	0.699	282.340
4 et 5 ^{ème} étage	567.230	0.093	3.438	133.120	112.450	0.524	180.470
6 et 7 ^{ème} étage	447.600	0.097	3.699	113.300	79.670	0.605	148.790
8 et 9 ^{ème} étage	279.660	0.095	3.864	22.310	69.450	0.505	96.920

Tableau V.23.Sollicitations de calcul dans le voile Vx4.

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1384.530	1.417	5.038	485.480	224.300	1.639	411.100
1, 2 et 3 ^{ème} étage	800.390	0.149	4.642	267.540	55.430	0.695	262.890
4 et 5 ^{ème} étage	588.570	0.091	3.012	191.080	42.460	0.556	199.960
6 et 7 ^{ème} étage	438.220	0.095	3.283	174.190	42.910	0.658	152.960
8 et 9 ^{ème} étage	279.400	0.085	3.711	75.850	67.410	0.771	107.450

Tableau V.24.Sollicitations de calcul dans le voile Vx5

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1320.340	0.565	6.125	550.230	88.100	0.254	504.730
1, 2 et 3 ^{ème} étage	627.360	2.663	6.215	368.770	14.600	0.537	238.870
4 et 5 ^{ème} étage	479.190	3.065	6.336	347.17	25.210	0.511	197.700
6 et 7 ^{ème} étage	403.350	0.754	6.129	278.930	11.660	0.817	156.050
8 et 9 ^{ème} étage	287.440	0.497	5.553	188.630	70.860	0.447	115.360

- Voile sens y-y :

Tableau V.25.Sollicitations de calcul dans le voileV_{Y1}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1473.320	0.287	5.863	708.360	571.010	0.849	421.750
1, 2 et 3 ^{ème} étage	659.770	0.115	3.441	278.470	201.490	0.302	279.160
4 et 5 ^{ème} étage	550.370	0.095	2.718	106.190	92.810	0.554	222.820
6 et 7 ^{ème} étage	457.570	0.116	2.729	67.610	103.170	0.655	196.050
8 et 9 ^{ème} étage	316.740	0.144	3.259	251.730	149.930	1.440	148.770

Tableau V.26.Sollicitations de calcul dans le voileV_{Y2}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1413.110	0.228	5.549	243.020	397.890	0.958	438.260
1, 2 et 3 ^{ème} étage	641.700	0.164	3.559	83.310	141.180	1.359	252.490
4 et 5 ^{ème} étage	529.560	0.191	2.706	14.830	68.100	1.550	205.170
6 et 7 ^{ème} étage	441.610	0.183	2.667	16.190	83.910	1.624	182.610
8 et 9 ^{ème} étage	304.400	0.196	2.980	234.130	144.190	2.491	144.290

Tableau V.27.Sollicitations de calcul dans le voileV_{Y3}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1793.630	0.388	7.417	428.270	223.930	1.025	535.250
1, 2 et 3 ^{ème} étage	791.530	0.092	8.910	227.190	15.200	1.547	284.050
4 et 5 ^{ème} étage	682.040	0.109	5.630	151.230	37.190	0.551	253.800
6 et 7 ^{ème} étage	573.600	0.182	5.354	80.520	67.130	0.611	243.420
8 et 9 ^{ème} étage	427.410	0.523	5.103	5.340	124.570	2.105	217.330

Tableau V.28.Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y4}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous Sol, RDC	1689.190	0.168	8.713	761.920	203.250	1.754	506.020
1, 2 et 3 ^{ème} étage	753.190	0.579	9.755	541.870	90.450	1.253	276.680
4 et 5 ^{ème} étage	662.970	0.570	6.095	417.370	75.060	0.252	247.770
6 et 7 ^{ème} étage	569.180	0.528	5.538	262.990	79.100	0.199	241.840
8 et 9 ^{ème} étage	436.380	0.847	4.871	12.200	164.610	0.212	211.070

❖ Ferrailage des voiles

Tableau V.29.Ferrailage de voile V_{x3}

Niveau	L = 140cm, e = 18cm		L = 140cm, e = 15cm		
	S.Sol+ RDC	Étage 1, 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6 et 7	Étage 8 et 9
N (KN)	1803.260	771.610	567.230	447.600	279.660
M (KN.m)	1.212	0.176	0.093	0.097	0.095
V (KN)	559.00	282.340	180.470	148.790	96.920
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (Mpa)	3.10	1.57	1.203	1	0.65
A _v ^{min} / (RPA) (cm ²)	3.780	3.780	3.150	3.150	3.150
A _v ^{calculée} (cm ²)	51.918	22.195	16.314	12.874	8.046
A _v ^{calculée} / face (cm ²)	25.959	11.097	8.157	6.437	4.023
A _v ^{adopté} / face (cm ²)	26.13	14.69	10.27	13.56	6.53
Nombre de barres/face	13HA16	13HA12	13HA10	13HA10	13HA8
St (cm)	15	15	15	15	15
A _h ^{calculée} (cm ²)	3.10	1.57	1.02	0.83	0.54
A _h ^{min} (cm ²)	0.540	0.540	0.450	0.450	0.450
A _h ^{adoptée} (cm ²)	4.02	2.26	1.57	1.57	1.57
Nombre de barre/face/ml	2HA16	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.30. Ferrailage de voile V_{Y3}

Niveau	L = 150cm, e = 18cm		L = 150cm, e = 15cm		
	S.Sol + RDC	Etage 1, 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
N (KN)	1793.630	791.530	682.040	573.600	427.410
M (KN.m)	0.388	0.092	0.109	0.182	0.523
V (KN)	535.250	284.050	253.800	243.420	217.330
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (Mpa)	2.77	1.47	1.57	1.51	1.35
A_v^{min} (RPA) (cm ²)	4.050	4.050	3.375	3.375	3.375
$A_v^{calculée}$ (cm ²)	51.589	22.762	19.615	16.501	12.318
$A_v^{calculée}$ /face(cm ²)	25.795	11.381	9.807	8.251	6.159
$A_v^{adopté}$ / face (cm ²)	26.13	14.69	10.27	10.27	6.53
Nombre de barres/face	13HA16	13HA12	13HA10	13HA10	13HA8
St (cm)	15	15	15	15	15
$A_h^{calculée}$ (cm ²)	2.77	1.47	1.30	1.26	1.12
A_h^{min} (cm ²)	0.54	0.54	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adoptée}$ (cm ²)	3.08	2.26	1.57	1.57	1.57
Nombre de barre/face/ml	2HA14	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20	20	20

➤ Exemple d'une coupe de ferrailage longitudinale d'un voile V_{x3}

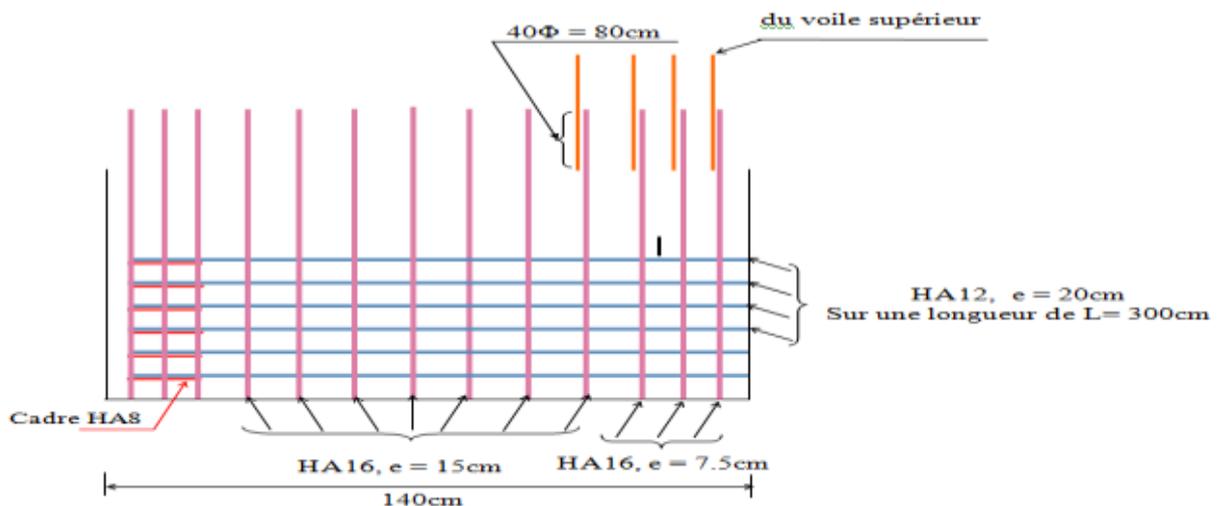


Figure V.4. Coupe A-A du schéma de ferrailage du voile V_x .

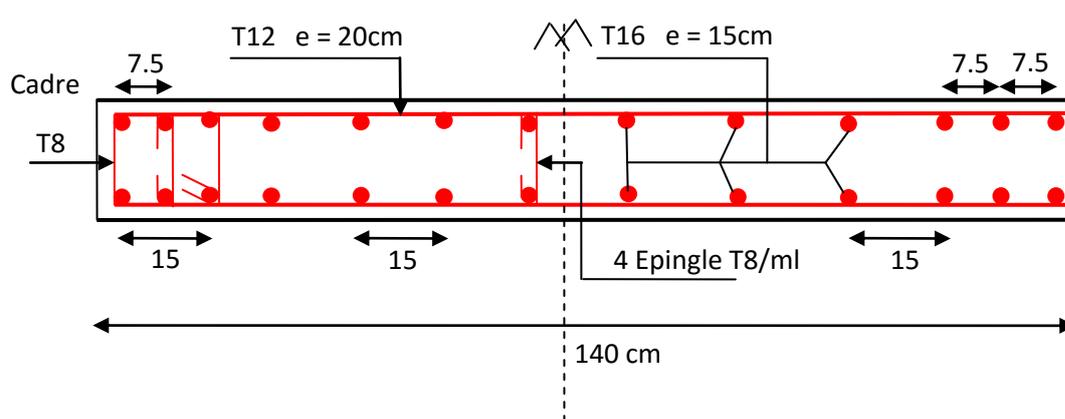


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile V_{x3} au niveau de Sous Sol.

V.5 .Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure.

Le calcul et le ferrailage des poteaux et des poutres sont obtenus par le logiciel (SAP2000) et celui donnée par le **RPA**, en adoptant le ferrailage maximum. Il est noté que souvent le ferrailage minimum donné par le RPA est plus important que celui donnée par le logiciel.

Les voiles de contreventement quant à eux ont été calculées à la flexion composée, les ferrillages adoptés ont respecté les recommandations du **RPA99 V2003** et **BAEL**.

CHAPITRE VI

L'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas un radier) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. Mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 1,8 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000. $N = 1755,34 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve:

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,55}{0,5} \times \frac{1755,34}{200}} \Rightarrow B \geq 3,11 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,7m, on remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles. Ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.

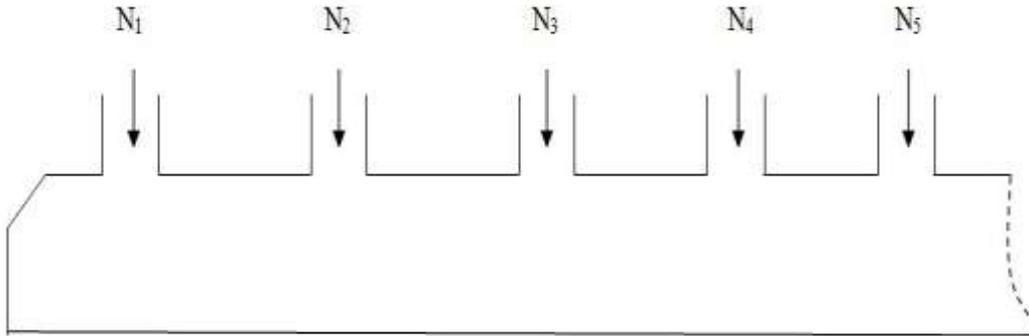


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1335,66 \text{ KN} ; N_4 = 1755,34 \text{ KN}$

$N_2 = 1660,31 \text{ KN} ; N_5 = 1634,06 \text{ KN}$

$N_3 = 1740,56 \text{ KN} ; N_6 = 1476,08 \text{ KN}$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9602,01 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9602,01}{200 \times 21,3} = 2,25 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2,7m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes. Ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} : \text{inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,80^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 88,57 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 88,57 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,9^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 5,60 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,8 \leq \frac{\pi}{2} 5,60 = 8,79 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{26524,309}{200} = 131,62 \text{ m}^2$$

On voit bien que $S_{cal} \approx 62.1\% S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 211,03 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier**

Nous operons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure $h_t = 90 \text{ cm}$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$;
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

$$\text{La surface du radier } S_{rad} = 211,03 \text{ m}^2$$

VI.4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal. La contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 1840,5571 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10,90 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 9224,7341 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 6,66 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 26,524309 \text{ MN} ; M_x = 23,20214 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 1840,5571 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{26,524309}{211,03} + \frac{23,20214}{1840,5577} \times 6,66 = 0,207 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{26,524309}{211,03} - \frac{23,20214}{1840,5577} \times 6,66 = 0,042 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,207 + 0,042}{4} = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 26,524309 \text{ MN} ; M_y = 22,23974 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 9224,7341 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{26,524309}{211,03} + \frac{22,23974}{9224,7341} \times 10,9 = 0,151 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{26,524309}{211,03} - \frac{22,23974}{9224,7341} \times 10,9 = 0,099 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,151 + 0,099}{4} = 0,138 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d: Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 35807,817 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{35807,817 \times 5,8}{2 \times 211,03} = 492,07 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{492,07 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,1968 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,90 = 1,45 \\ B = b + h_t = 0,50 + 0,90 = 1,40 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,059 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,70 \times 0,90 \times \frac{25}{1,5} = 5,02 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 211,03 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = h_t + h_{s, \text{sol}} = 3,90 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 35807,817 \text{ KN} > 1,15 \times 3,9 \times 211,03 \times 10 = 12345,255 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2848,905 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u, \text{cal}} + N_{rad} = 35807,817 + 2848,905 = 38656,722 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{38656,722}{211,03} = 183,18 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5 - 0,5 = 4,5 \text{ m} ; L_y = 5,8 - 0,5 = 5,3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0496$$

$$\mu_y = 0,7052$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0496 \times 183,18 \times 4,5^2 \\ M_{0y} = 0,7052 \times 183,89 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 183,89 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 129,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 156,31 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 110,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -91,94 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) = (1×0,4) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	156,31	12,32	3,24	16,08	8HA16	12
	Y-Y	110,29	8,58	3,2	12,32	8HA14	12
Appui		- 91,94	7,12	3,24	10,78	7HA14	15

❖ **Condition de non fragilité**

On a $e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,85 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,85}{2}\right) \times 0,4 = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 26524,309 \text{ KN}$$

$$Q_s = 135,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 155,51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 123,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 132,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 104,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -77,75 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	132,18	11,34	22004,3	6,81 < 15	Vérifiée	240,21 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	104,85	10,14	17819,1	5,97 < 15	Vérifiée	345,84 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-77,75	9,58	15991,2	4,66 < 15	Vérifiée	207,22 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M _s KN.m	β (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	132,18	1,04	0,323	29,39	34,36	7HA25	14
	y-y	104,85	0,83	0,288	23,01	24,54	6HA25	16
Appui		-77,75	0,62	0,248	16,02	18,85	6HA20	16

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14,28 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 16 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

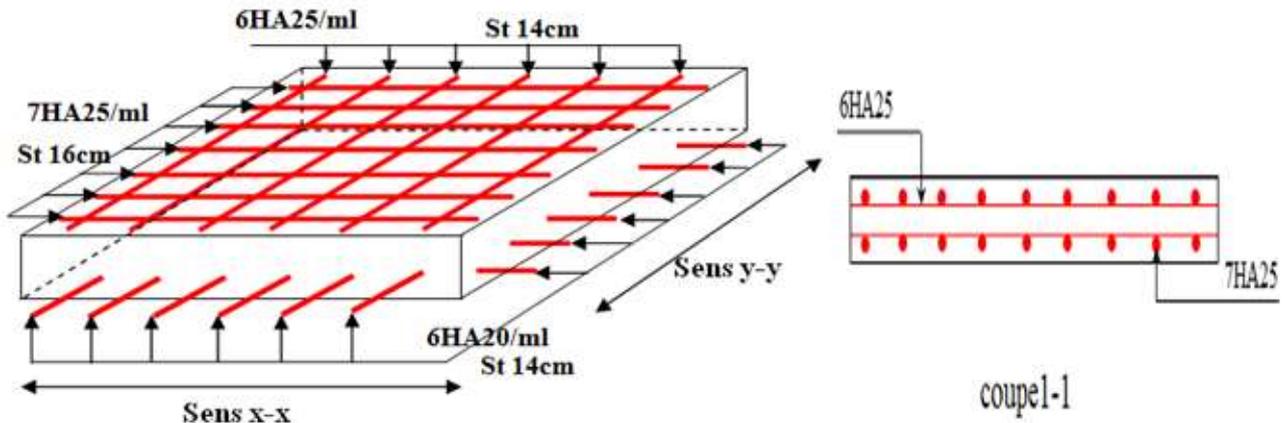


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

VI.6. Étude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

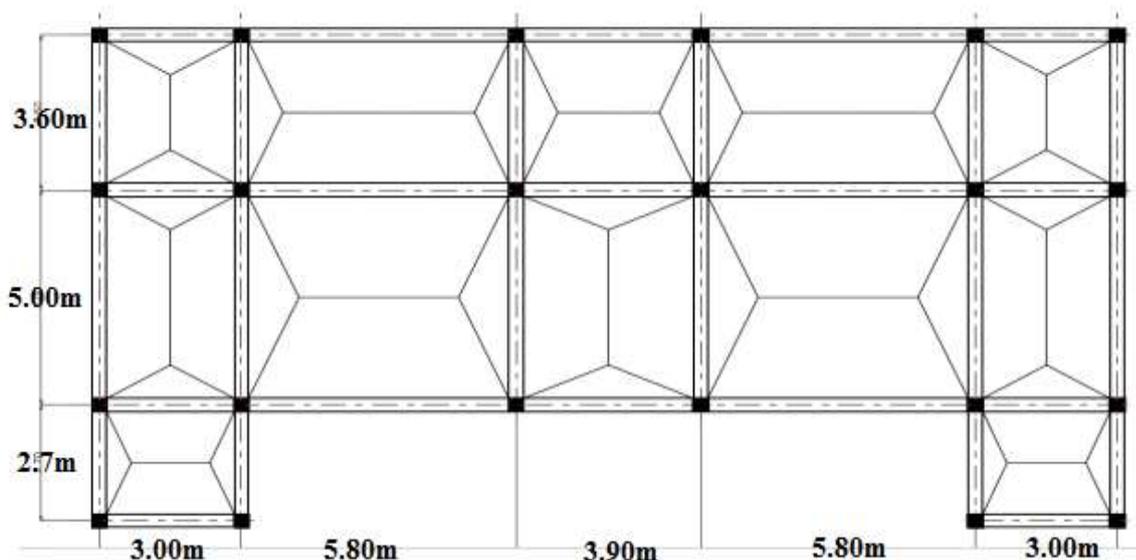


Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés. Donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ Sens X-X

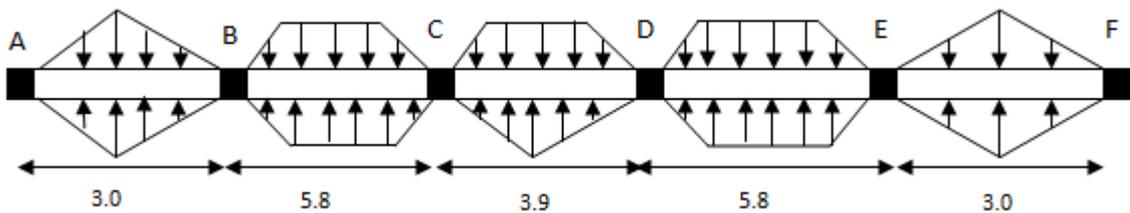


Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X

✓ Sens Y-Y

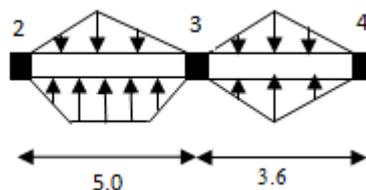


Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	q _v (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
X-X	AB	3	359,36	539,05	0	-929,34	0,64	270,76	73,13	848,82
	BC	4,64	846,92	1313,10	-929,34	-963,87	2,31	2279,2	1332,66	1972,30
	CD	3,12	485,11	539,57	-963,87	-963,87	1,56	590,28	-373,60	756,77
	DE	4,64	846,92	1313,10	-963,87	-929,34	2,31	2279,2	1332,66	1972,30
	EF	3	359,36	539,05	-929,34	0	0,64	270,76	73,13	848,82
Y-Y	AB	5	657,57	723,21	0	-1399,67	2,07	1995,3	1414,66	1923,86
	BC	3,6	435,23	646,85	-1399,67	0	2,70	531,44	178,90	1172,22

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	q _v (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
X-X	AB	3	271,36	407,04	0	-701,76	0,64	204,46	55,22	640,96
	BC	4,64	639,53	991,55	-701,76	-727,90	2,31	1721,10	1006,29	1489,34
	CD	3,12	366,31	407,77	-727,90	-727,90	1,56	455,73	-281,91	571,44
	DE	4,64	639,53	991,55	-727,90	-701,76	2,31	1721,10	1006,29	1489,34
	EF	3	271,36	407,04	-701,76	0	0,64	204,46	55,22	640,96
Y-Y	AB	5	496,54	546,11	0	-1056,92	2,07	1506,7	1068,22	1452,74
	BC	3,6	325,64	488,45	-1056,92	0	2,70	395,2	135,43	879,73

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

❖ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

h = 0,90 m ; h₀ = 0,40 m

b₀ = 0,55 m ; d = 0,85 m

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,9 \text{ m} ; 0,36 \text{ m})$$

Donc, b = 1,20 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,50 \text{ m} ; 0,30 \text{ m})$$

Donc, b = 1,10 m.

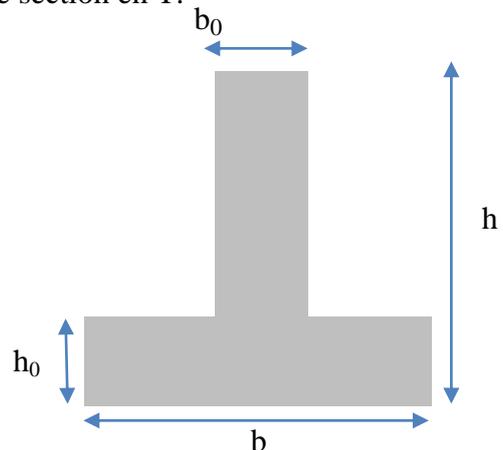


Figure VI.6. Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	1332,66	47,86	12,31	50,03	5HA32+2HA25
	Appui	-963,87	33,98		40,21	5HA32
Y-Y	Travée	1414,66	50,94	11,29	54,94	5HA32+3HA25
	Appui	-1399,67	50,71		54,94	5HA32+3HA25

➤ Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 25,70; 55) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

✓ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

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

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1972,3 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,85} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \square \square \square \square \square \square \square$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1414,66 \times 10^{-3}}{1,10 \times 0,85} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	1006,29	26,95	331214,5	8,09 < 15	Vérifiée	264,55 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-727,9	24,63	279065,6	6,42 < 15	Vérifiée	236,20 > 201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	1068,22	28,93	347820	8,88 < 15	Vérifiée	258,30 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-1056,92	28,93	347820	8,88 < 15	Vérifiée	255,56 > 201,63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	1006,29	0,57	0,39	67,50	71,03	7HA32+3HA25
	Appui	-727,9	0,42	0,34	47,90	56,30	7HA32
Y-Y	Travée	1068,22	0,66	0,42	72,17	72,38	9HA32
	Appui	-1056,92	0,66	0,42	72,17	72,38	9HA32

✓ Schéma de ferrailage des nervures

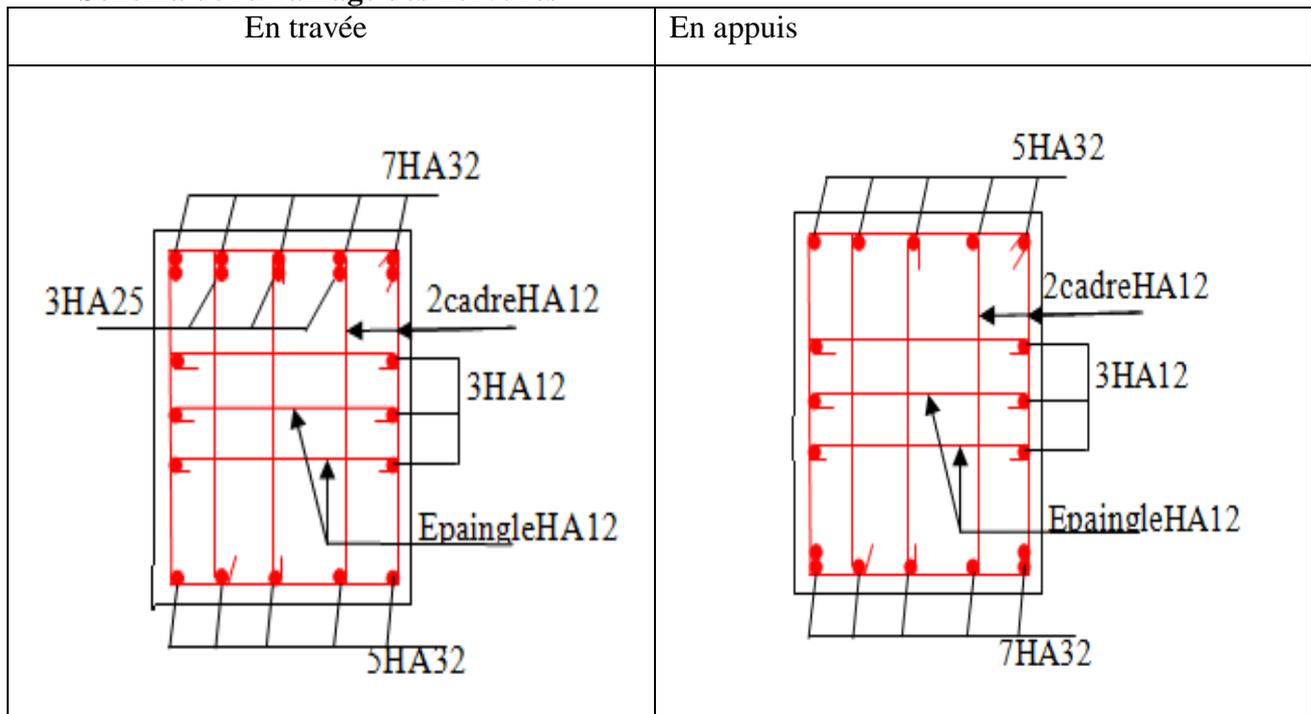


Figure VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

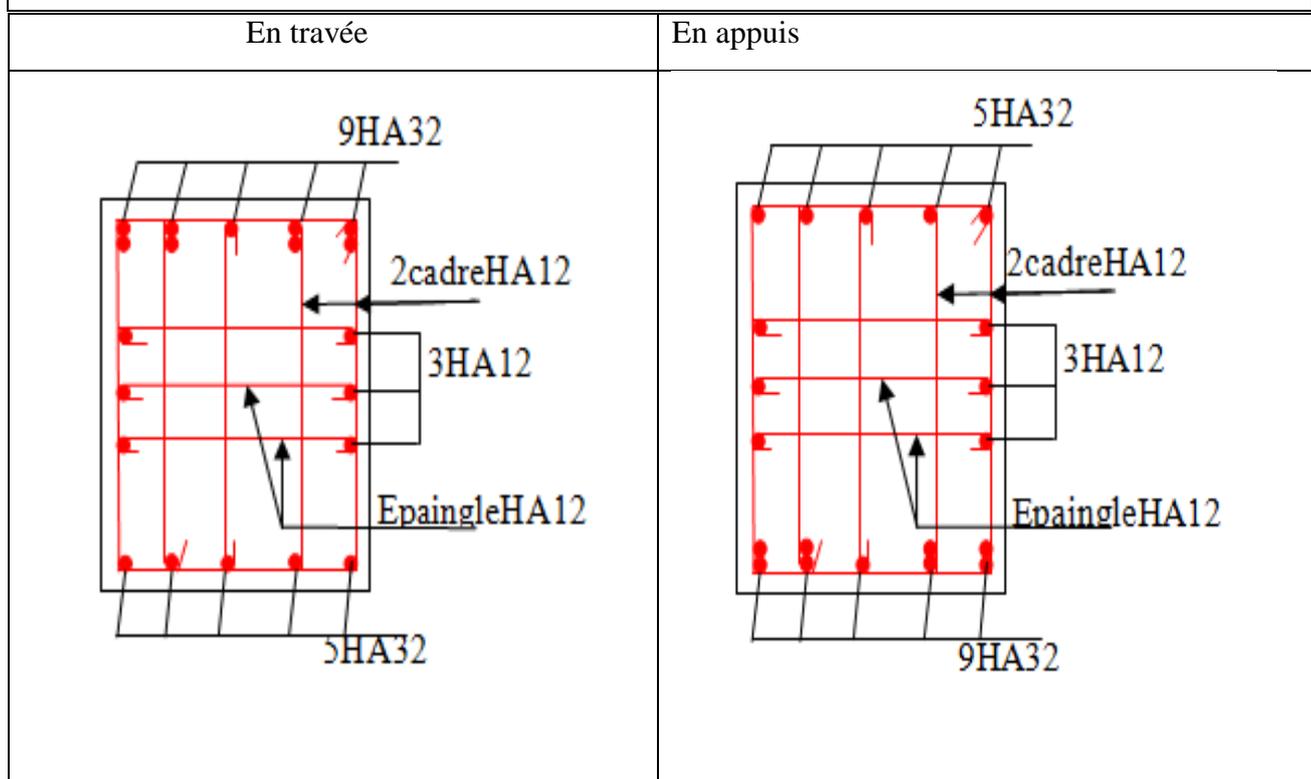


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc, $A_p = 3 \times 0,90 = 2,70 \text{ cm}^2$.
 Soit : 3HA12 = 3,39 cm^2 par face.

VI.7. Étude du voile Périphérique

D’après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L’épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d’armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière importante.

VI.7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3 \text{ m}$
- Longueur $L=5,8 \text{ m}$
- Épaisseur $e=20 \text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

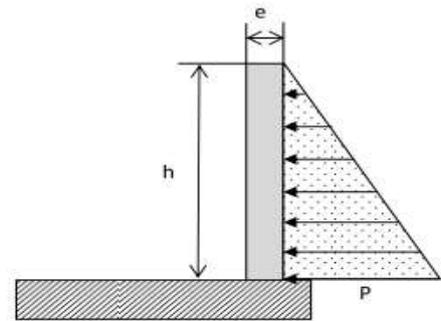


Figure VI.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Évaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2,55 \times 18 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 18,36 \text{ KN/m}^2$$

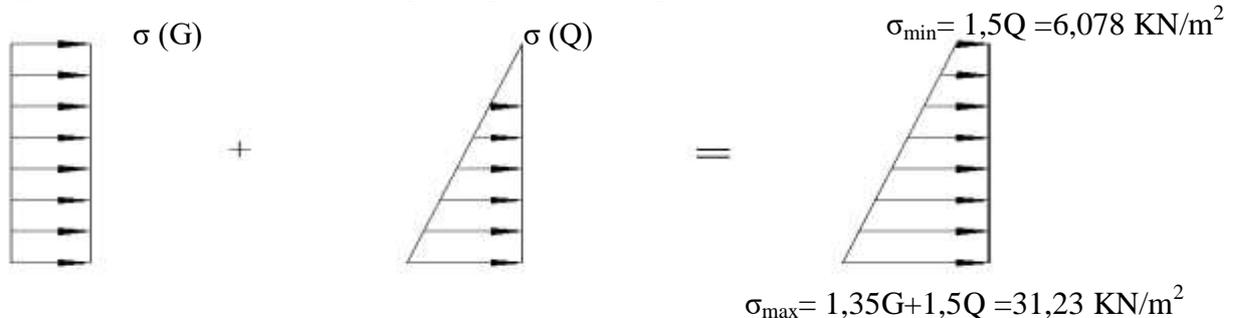
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4,058 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l’encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 31,23 + 6,078}{4} = 24,95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 24,955 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 5,3 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,5 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 5,3/4,5 = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 24,95 \times 5,30^2 = 35,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6864 \times M_{0x} = 24,34 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 30,14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 20,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -17,73 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.9.Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	30,14	0,073	0,095	0,160	5,40	2	6HA12 = 6,79
	Y-Y	20,17	0,050	0,065	0,165	3,60	2	5HA10=5,65
Appui		- 17,37	0,043	0,054	0,166	3,07	2	5HA10=5,65

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,85 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,85) 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24,95 \times 5,30}{2} \times \frac{4,50^4}{5,30^4 + 4,50^4} = 22,61 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24,95 \times 4,50}{2} \times \frac{5,30^4}{5,30^4 + 4,50^4} = 36,94 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{22,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,133 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,217 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 22,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4,058 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 22,69 + 4,058}{4} = 18,03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 18,03 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0576 \times 18,03 \times 5,30^2 = 29,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7794 \times M_{0x} = 22,74 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 24,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 19,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 = -14,58 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS

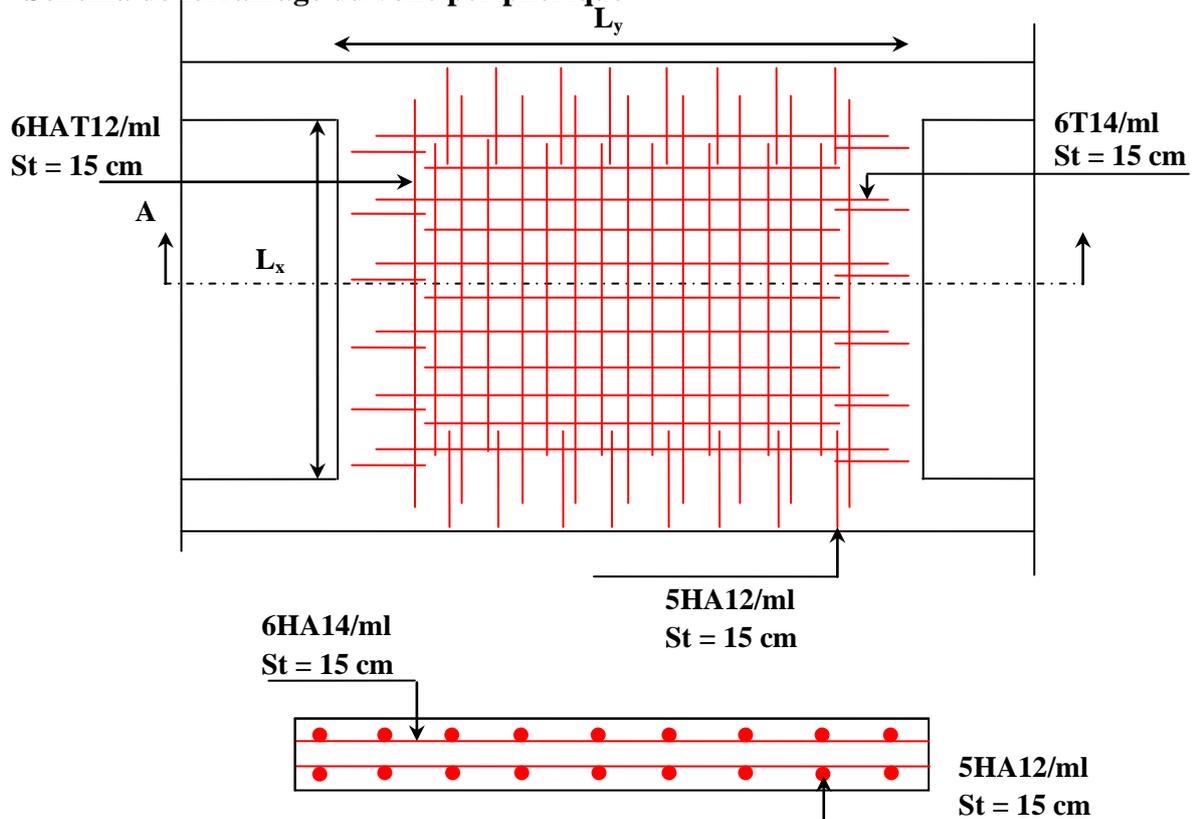
Localisation		M^s KN.m	Y cm	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	24,79	4,97	17711,01	6,95 < 15	Vérifiée	286,95 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	19,33	4,43	16288,8	4,82 < 15	Vérifiée	279,81 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		14,58	4,43	16288,8	3,96 < 15	Vérifiée	211,10 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.11. Ferrailage des à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	24,79	0,425	0,276	7,97	9,24	6HA14
	y-y	19,33	0,332	0,300	6,28	6,79	6HA12
Appui		14,58	0,210	0,268	4,67	5,65	5HA12

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique



Coupe A-A

Figure VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.8. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, cette dernière ne convient pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait et le même problème a été observé en menant le calcul avec la semelle filante. En suite nous sommes passés à un calcul avec radier général.

Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, contreventé par un système (voiles + portiques).

On a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction. Et on a pu se servir du logiciel SAP2000 et aussi enrichir les connaissances requises le long de notre cursus.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant et une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) tout en faisant face aux contraintes architecturales de la structure.

On a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion). Donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude dynamique, particulièrement la recherche du bon comportement dynamique nous a conduit à dégager un certains nombres de conclusions dont les plus importantes sont :

- La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux.
- La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- La vérification de la condition $P-\Delta$ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la modélisation de la structure constitue une étape décisive qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

Bibliographie

- B.A.E.L. 91 : Béton aux états limite, Edition Eyrolles, deuxième tirage 1997.
- DTR B.C. 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version2003), CGS, Alger.
- C.B.A. 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, Edition CGS,Alger Décembre1993.
- DTR B.C. 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation, CGS, Alger 1988
- RPA99 : Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003
- Cours de béton armé, 3ième année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 2014.
- Autocad 2013.

Annexes

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{SC} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{SC} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{SC}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

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	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 1$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.224	0.169	0.140	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059	
	0.1	0.300	0.210	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	
	0.2	0.245	0.197	0.160	0.135	0.116	0.102	0.090	0.081	0.073	0.064	0.058	
	0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057	
	0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056	
	0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.100	0.090	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053	
	0.6	0.160	0.140	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049	
	0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047	
	0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044	
	0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.044	
	1.0	0.110	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.050	0.047	0.041	0.030	

Annexe 4

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2.00	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 02-208.
 (1) Entraînement: 2v = 2 vitesses; Dy S = Dynatron 5 (variation continue de vitesse); ACVF = variation continue de fréquence; Dy MV = Dynatron 5 (variation continue de vitesse); TD 2 = Translonic (variation de tension sans bruit).
 Le passage est calculé suivant la norme C 15-100 et C 15-105.
 C'est-à-dire en papier coté.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance max entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	13000	2500
530	260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés
autorisation d'emploi n° 0011. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général.
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Annexe 5
Tableau des sections d'armatures (en cm²)

\varnothing (mm) N barres	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

Annexe 6

Etude du sol

Introduction

Suite à la demande de notre client *EURL PRIMOC* relative à l'étude de sol du terrain destiné pour la *Réalisation de Promotion Immobilière* au lieu dit : *AMAADAN-OUED GHIR-WILAYA DE BAJAIA*.

Le laboratoire *LTNC* a mis tous les moyens nécessaires afin d'élaborer cette étude.

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité de sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité la visite du site et les résultats des essais in situ tel que les sondages pénétrométriques, Sondage carotté et pressiométrique.

Conclusion et recommandations :

D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ, à priori nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi, nous vous recommandons des fondations superficielles avec un ancrage minimal a partir de **D = 1.8 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 2.00 bars** ;
2. Le site est situé sur un terrain *plat*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales;
3. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique ;

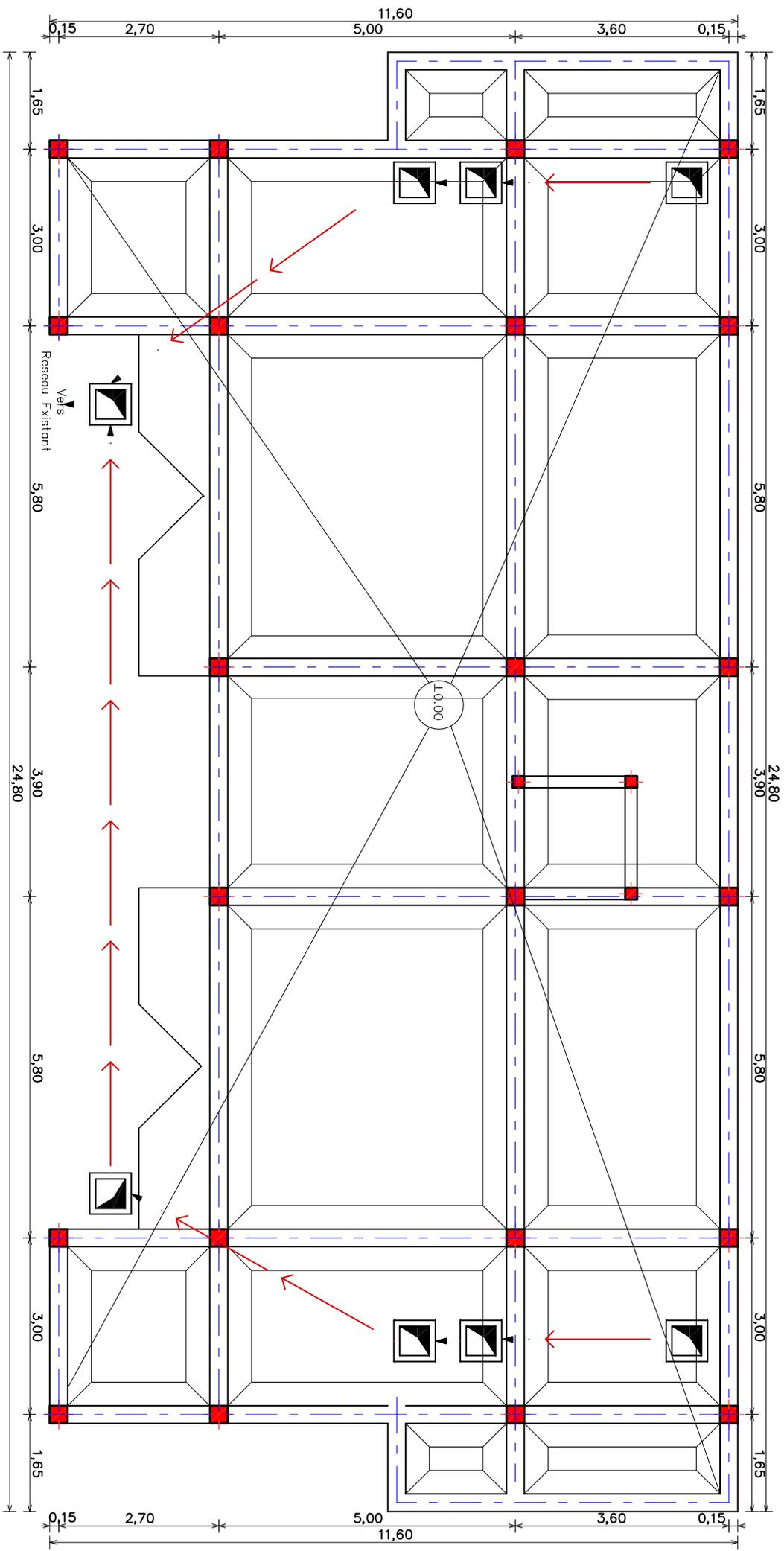
Selon les recommandations du CGS, la région de la wilaya de **BAJAIA** est classée en zone de **moyenne** sismicité **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés

LE DIRECTEUR

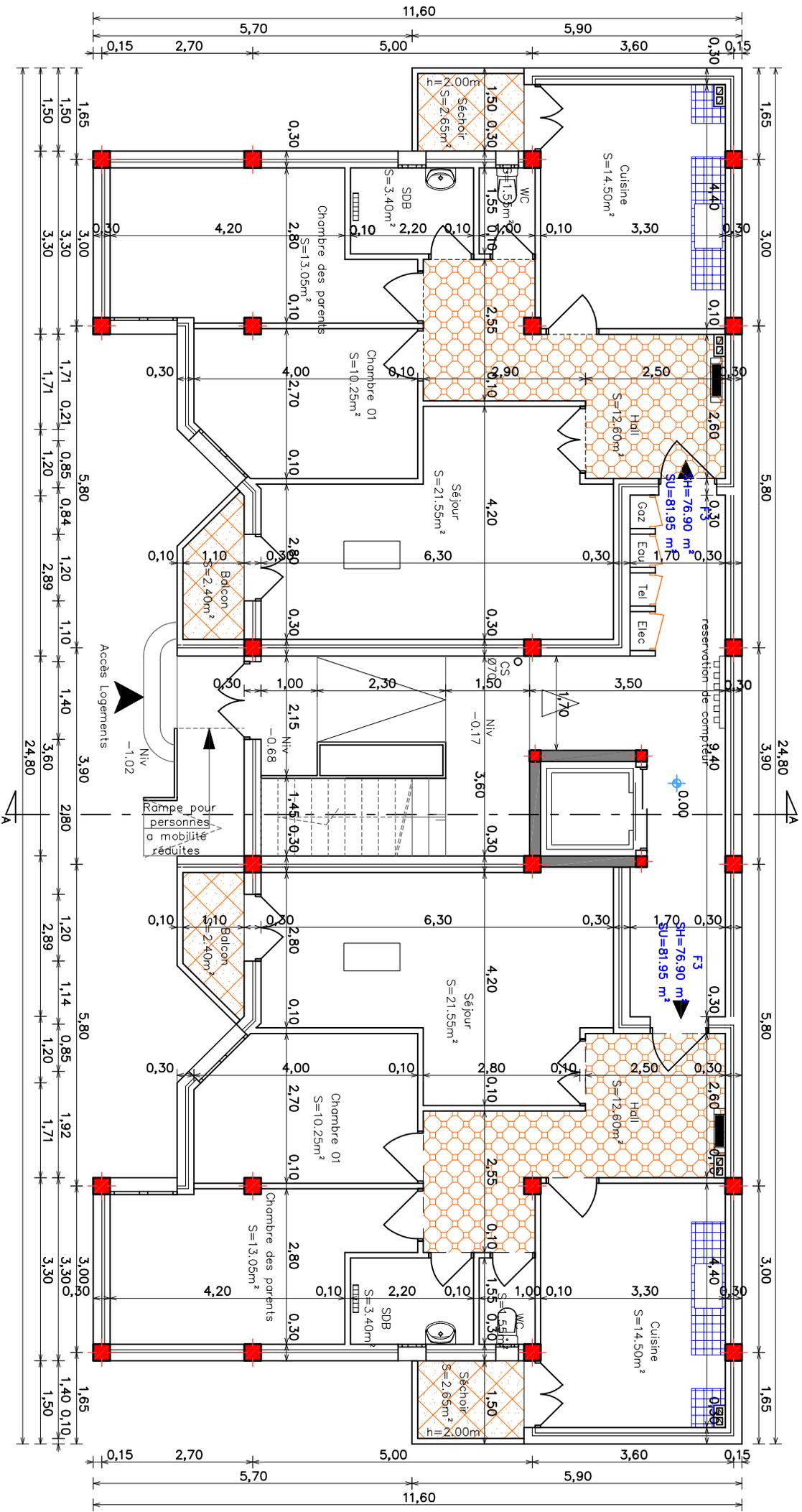


Plans de la structure

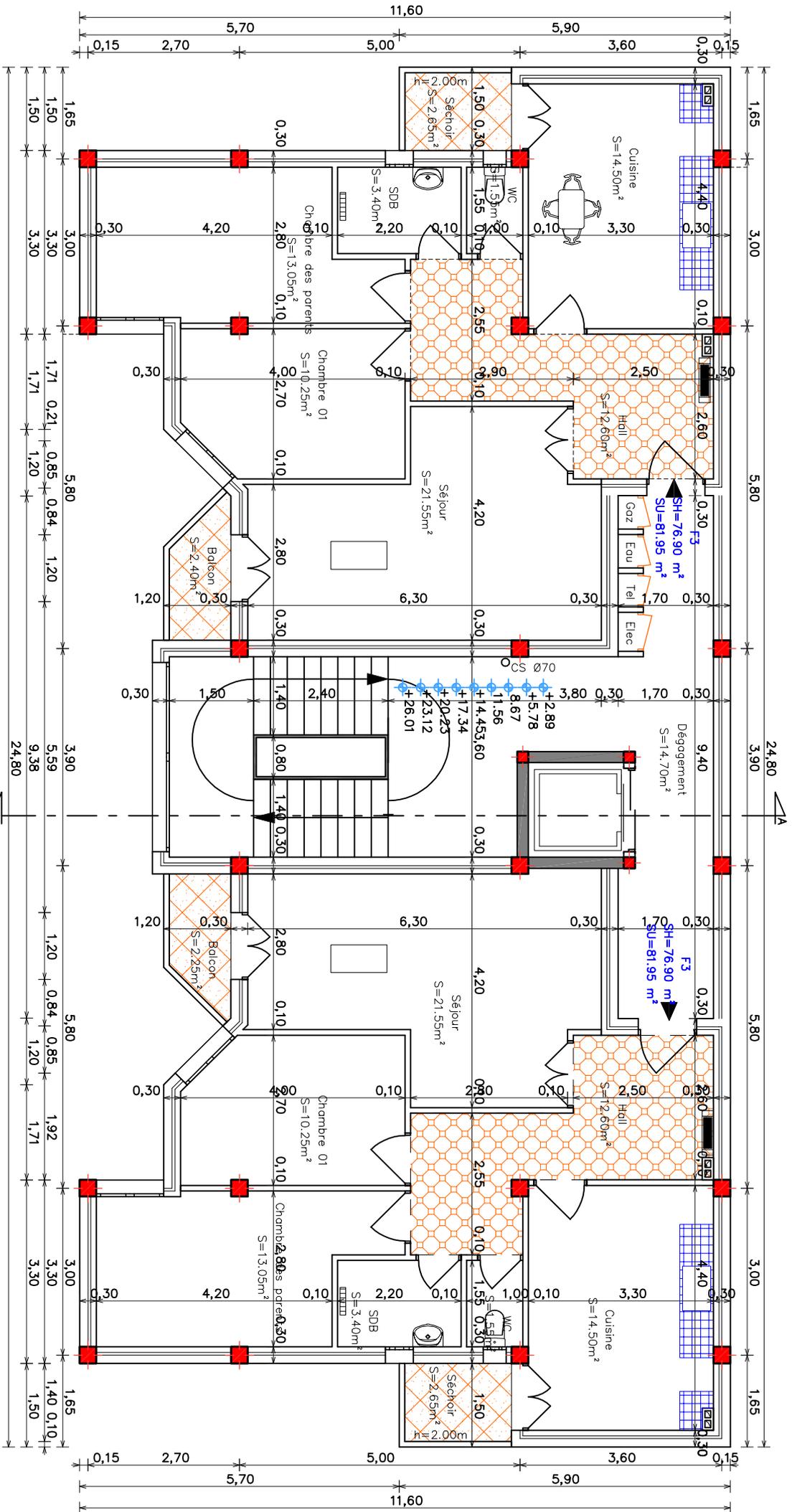
PLAN FONDATIONS Ech 1/100



PLAN RDC Ech 1/100



PLAN ETAGES 01 A 09 Ech 1/100



PLAN TERRASSE Ech 1/100

