

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 cycle Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé en (R+7) à usage d'habitation et commercial, contreventé par un système mixte (voiles et portiques). Sis à SIDI ALI LEBHAR, Bejaia.

Présenté par :

MOUZAOU SOFLANE

ZAIDI SOFLANE

Soutenu le 14 - 09 - 2020 devant le jury composé de :

Mr	BELHAMDI	NOURREDINNE	President
Mme	GUENOUNOU	KAHINA	Encadreuse
Mr	KERNOU	NASSIM	Examinateur

2019 / 2020

Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^{me} Guenounou.Kahina : notre promotrice, pour avoir accepté
de nous guider sur le bon chemin du travail. Aussi Mr Serikma
Mourad pour son aide apporté.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux
membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit*

*Et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos
connaissances et d'apporter un plus à notre travail,*

*Sans oublier de remercier tous les enseignants
qui nous ont formé.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Dédicaces

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

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes frères et sœurs : Massy, Siham, Assia, Nassim.
A notre Petit Ange AXEL.*

A toute ma famille.

A ma fiancée Yasmine.

A tous mes profs.

A tous mes chères amies.

*En fin, je remercie mon ami mon binôme Sofiane qui a contribué
à la réalisation de ce modeste travail.*

MOUZAOUI. S

DÉDICACES

Je dédie ce modeste TRAVAIL A
mes très chers PARENTS pour
toute L'Aide qu'ils n'ont cessé de
me donner.

A mon cher frère.

A mes très chères
sœurs

A toute MA FAMILLE.

A mon binôme et SA
famille.

A ma fiancée

MÉLISSA.

A tous mes AMIS SANS

exception :

MADJID, Fatah,

Fahem et Michel.

A toute LA promo de master génie
civil 2020.

Z.A.I.D.I.S

Table des matières

TABLE DES MATIERES

TABLE DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

SYMBOLES ET NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage.....	1
3. Caractéristiques géométriques du projet.....	1
1.1. Caractéristique géotechnique du site.....	1
2.2. Caractéristique structurales	2
3.3. Caractéristique mécanique des matériau... ..	3
4. Béton.....	3
4.1. Résistances mécaniques du béton	4
5. Etats limites de calculs.....	4
5.1. Déformation longitudinale du béton.....	5
6. Caractéristiques des matériaux.....	5
6.1. L'acier.	5
6.1. Résistance caractéristique de l'acier.	6
7. Conclusion	7

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction.....	8
1. Prédimensionnement des éléments secondaires	8
1.1. Planchers a corps creux.....	8
1.2. Prédimensionnement des poutrelles.....	9
1.3. Plancher en dalles pleines	10
1.4. Escalier	11
1.4.1. Prédimensionnement des escalier	11
1.5. Etude de l'acrotère.....	13
2. Prédimensionnement des éléments principaux	13
2.1. Voile	13
2.2. Poutre	13
a) Poutres secondaires	13
b) Poutres de principales.....	14
c) Poutres de brisée	14

2.3. Les poteaux	14
3.Evaluation des charges.....	15
4.Descente de charges.....	18
4.1. Vérification pour le poteau (C4).....	20
5.Conclusion	23

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction.....	24
1.Etude des Planchers a corps creux.....	24
1.1. Types de poutrelles.....	24
1.2. Méthodes de calcul.....	25
1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	26
1.4. Ferrailage des poutrelles.....	32
2. Etude de la dalle de compression.....	42
3. Etude des planchers dalle pleines	43
3.1. Dalle pleine sur 2 appuis D2.....	43
3.2. Dalle pleine sur 4 appuis D3.....	46
3.3.Dalle pleine sur 3 appuis D1	48
4. Etude de l'acrotère.....	49
5. Etude des poutres de chainages	54
6.Etude des escaliers	56
6.1.Escalier	56
6.2.Poutre brisée	65
7. Etude de l'ascenseur	69
7.1 Dalle sous la machine (ascenseur)	69
7.2. Dalle au-dessous de la machine (ascenseur).....	72
8. Conclusion.....	74

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	75
1. Calcul de la force sismique V_{st}	75
2.Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	77
3. Résultats Obtenue	77
3.1. Disposition des voiles de contreventement	77
3.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	78
3.2.1. Analyse des résultats	78
3.2.2. Les modes de vibrations	78

3.3.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	79
3.3.1. Justification de l'interaction voiles-portiques	79
3.3.2. Vérification de l'effort normal réduit	80
3.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	81
3.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	81
3.3.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta.....	82
4.Conclusion	83

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

1.Introduction	84
2.Etude des poteaux.....	84
2.1. Recommandations.....	84
2.2. Sollicitation et ferrailage des poteaux.....	86
2.3. Ferrailage des poteaux	86
2.3.1. Armatures longitudinale	88
2.3.2. Armatures transversales.....	88
2.3.3.Résultats du calcul des armatures transversales	89
2.4. vérifications	89
2.5. Dispositions constructives	92
2.6. Schéma de ferrailage des poteaux.....	93
3. Etude des poutres.....	94
3.1. Recommandations du RPA99.....	94
3.2. Sollicitations de calcul	95
3.3. Ferrailage des poutres	95
3.4. Vérifications des zones nodales.....	100
3.4.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux	100
3.4.2. Vérification	100
4.Etude des voiles	101
4.1. Recommandation du RPA99	101
4.2. Ferrailages des voiles	103
5.Conclusion	106

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.Introduction	107
2. Etude des fondations	107
2.1. Les différent type de fondation	107

2.2. Choix du type des fondations	107
2.3. Capacité portante du sol d'assise	107
2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	107
2.4.1. Semelles isolées	107
2.4.2. Vérification des semelles filantes	108
2.4.3. Radier général nervuré	108
3. Ferrailage du radier.....	111
4. Ferrailage des nervures	111
5. Voiles périphériques	118
5.1. Schéma statique d'un voile périphérique.....	120
6. Conclusion	121

CONCLUSION GENERALE

Table des figures

CHAPITRE I

Figure. I.1 Diagramme des contraintes du béton	04
Figure. I.2. Diagramme contrainte limite du béton	04
Figure. I.3. Diagramme contraintes déformations de l'acier	06

CHAPITRE II

Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles de notre plancher	8
Figure II.2. Dalle a corps creux	9
Figure II.3. Schéma statique de l'escalier des étages courants	11
Figure II.4. Vue en plan d'un voile	13
Figure II.5. Surface revenant au poteau C4	18

CHAPITRE III

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle T5	26
Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle T6	29
Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	43
Figure III.4. Dalle sur 2 appuis (balcon)	43
Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer	44
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant)	46
Figure III.7. Dalle sur 4 appuis (ASC)	46
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	47
Figure III.9. Dalle sur 3 appuis	48
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	49
Figure III.11. Coupe transversale de l'acrotère	49
Figure III.12. Schéma des sollicitations dans l'acrotère	50
Figure III.13. Schéma statique de l'acrotère	51
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère (2 Terrasse inaccessible)	53
Figure III.15. Ferrailage de la poutre de chaînage	56
Figure III.16. Schéma d'une volée 1-3 d'étage courant	56
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1-3 étage courant (volée)	58
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la volée 2 étages courants et RDC	49
Figure III.19. Schéma d'une volée 1-3 RDC	50
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier volée type 1-3 RDC	61
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier (type 3)	63
Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier (type 4)	64
Figure III.23. Schéma statique de la poutre brisée	65

Figure III.24. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée	68
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous de la machine.....	71
Figure III.26. Schéma représentant la surface d'impact.....	77
Figure III.27. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de la machine	74
CHAPITRE IV	
Figure IV.1. Spectre de réponse de calcul.....	77
Figure IV.2. Disposition des voiles	78
Figure IV.3. Longueur des voiles	79
Figure IV.4. Mode 3 de rotation (suivant l'axe Z-Z)	79
CHAPITRE V	
Figure V.1. Section d'un poteau.....	91
Figure V.2. . Les moments dans la zone nodale	100
Figure V.3. Exemple de dispositions constructives de la poutre principale	101
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres principales V. S+RDC+1 ^{er}	101
Figure V.5. Disposition des armatures verticales	102
Figure V.6. Schéma d'un voile pleine	103
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile $V_{x1} = 1.2m$	106
CHAPITRE VI	
Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	108
Figure VI.2. Dimension du radier	108
Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier	109
Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis	111
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier	113
Figure VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.....	114
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	114
Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	115
Figure VI.9. Section à ferrailer.....	116
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens	117
Figure VI.11. Schéma du mur périphérique.....	118
Figure VI. 12. Diagramme des contraintes	118
Figure VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	120

Liste des Tableaux

CHAPITRE I

Tableau.I.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	07
-------------	---	----

CHAPITRE II

Tableau II.1.	Caractéristique des escaliers de la structure.....	12
Tableau II.2.	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.3	Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	15
Tableau II.4.	Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	16
Tableau II.5.	Evaluation des charges des murs extérieurs.....	16
Tableau II.6.	Evaluation des charges dans les balcons.....	17
Tableau II.7.	Evaluation des charges des paliers DP.....	17
Tableau II.8.	Evaluation des charges des volées.....	17
Tableau II.9.	Descente des charges sur le poteau le plus sollicité C4.....	19
Tableau II.10.	Vérification des poteaux à la compression simple.....	21
Tableau II.11.	Vérification au flambement des poteaux.....	22
Tableau II.12.	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	23
Tableau II.13.	Section adoptée pour les poutres et les poteaux.....	23

CHAPITRE III

Tableau III.1.	Types des poutrelles.....	24
Tableau III.2.	Chargements sur les poutrelles.....	26
Tableau III.3.	Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.....	30
Tableau III.4.	Les Sollicitations maximales.....	32
Tableau III.5.	La flèche.....	39
Tableau III.6.	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	39
Tableau III.7.	Vérification au cisaillement.....	40
Tableau III.8.	Vérification des états limites de compression du béton.....	40
Tableau III.9.	Vérification des états limites de déformation.....	41
Tableau III.10.	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	42
Tableau III.11.	Ferraillage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible.....	44
Tableau III.12.	Vérification des états limites de compression du béton.....	45
Tableau III.13.	Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	45
Tableau III.14.	Ferraillage de dalle sur 4 appuis.....	46
Tableau III.15.	Vérification des états limites de compression du béton.....	47
Tableau III.16.	Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	68

Tableau III.17. Vérification des états limites de compression du béton	48
Tableau III.18. Vérification des états limite d'ouverture des fissures	49
Tableau III.19. Combinaisons d'actions de l'acrotère	50
Tableau III.20. Ferrailages longitudinaux de la poutre de chaînage.....	55
Tableau III.21 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.	55
Tableau III.22. Résultats des ferrailages des volées 1-3 des l'étages courants	57
Tableau III.23. Vérification de l'état limite de compression du béton	58
Tableau III.24 Résultats des ferrailages palier de l'étages courants	59
Tableau III.25. Résumé des résultats de ferrailage.....	61
Tableau III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton	62
Tableau III.27. Résumé des résultats de ferrailage.....	63
Tableau III.28. Vérification de l'état limite de compression du béton	64
Tableau III.29. Ferrailage de la poutre brisée	66
Tableau III.30. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée .	67
Tableau III.31. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	68
Tableau III.32. Calcul des ferrailages selon les deux sens.....	70
Tableau III.33. Vérifications des états limites de compression du béton	71
Tableau III.34. Vérifications des contraintes	71
Tableau III.35. Calcul des ferrailages selon les deux sens.....	73
Tableau III.36. Vérifications des états limites de compression du béton	74

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	76
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	78
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	80
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	80
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	81
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X	81
Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y	82
Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X.....	82
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y	83

CHAPITRE V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	85
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux	86
Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux	88
Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux	89

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	90
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	91
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	92
Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux.....	93
Tableau V.9. Armature les longitudinales min et max dans les poutres	95
Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables	95
Tableau V.11. Armatures longitudinales dans les poutres.....	96
Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.....	98
Tableau V.13. Vérification au cisaillement	98
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	98
Tableau V.15. La flèche de la poutre principale	99
Tableau V.16. la flèche de la poutre secondaire	99
Tableau V.17. Moment résistant dans les poteaux	100
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.....	100
Tableau V.19. Vérification de la zone nodale.....	100
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.2m$	103
Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.8 m$	104
Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1.2 m$	104
Tableau V.23. Ferrailage du voile $V_{x1}=1.2 m$	104
Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_{x2}=1.8m$	105
Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_{y1}=1.2 m$	105

CHAPITRE VI

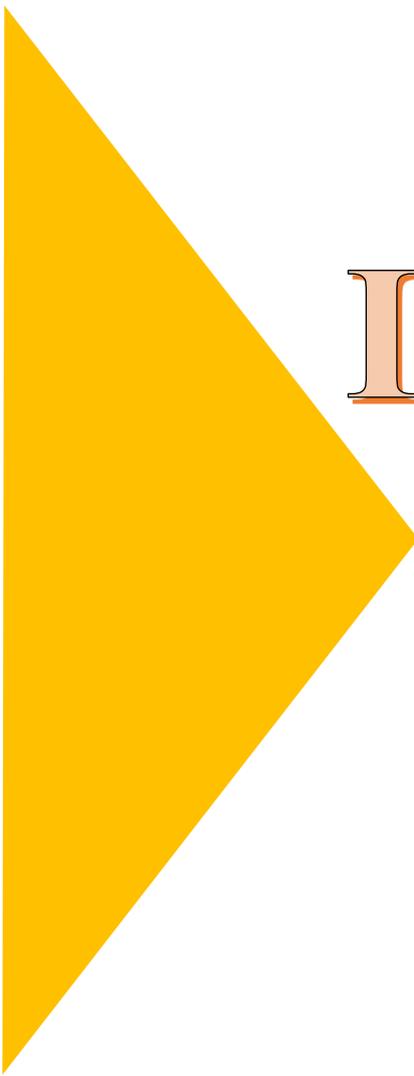
Tableau 6.1. Ferrailage du radier	112
Tableau 6.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier	112
Tableau 6.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	112
Tableau 6.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	115
Tableau 6.5. Sollicitations à l'ELS	115
Tableau 6.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.	115
Tableau 6.7. Sollicitations à l'ELS	115
Tableau 6.8. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	116
Tableau 6.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	117
Tableau 6.10. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	117
Tableau 6.11. Ferrailage du voile périphérique	119
Tableau 6.12. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique	120

Symboles et notions

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
A_t : Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δf_{t adm} : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t : Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e : Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
E_i : Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
ev : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s : Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée,	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles

Coefficient d'équivalence	principales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN). N : Effort normale du aux charges verticales	I'_g et I'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
T : Effort tranchant.	M : Moment en général
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime
S_r : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
St : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	M_s : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{Qi} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	f_e : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.	σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson	σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.	σ_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λ_v : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
μ_l : Moment réduit limite.	μ_u : Moment ultime réduit
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/ m ³).	γ_b Coefficient de sécurité.
γ_s : Coefficient de sécurité.	q_u : Charge ultime
h_t : Hauteur total du radier (m).	R : coefficient de comportement global.

A large yellow triangle pointing to the right, positioned on the left side of the page.

Introduction

Générale

Le domaine de construction est assez vaste, il a connu de diverses innovations durant son histoire, il nécessite en plus des capacités technique et matériels, un effort important de planification. Que l'usage d'un bâtiment résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Sa construction fait appel à de nombreuses techniques, règles et matériaux qui évoluent vite.

Il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes.

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

Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil veulent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens, ils sont donc appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement consiste donc à trouver des techniques permettant aux structures de résister à toutes les secousses intensités inférieurs ou égales à l'intensité nominale fixée par la loi. Il assure un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7 à usage commerciales et habitation. Sis à SIDI ALI LABHAR.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au prédimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique de la structure.
- Le cinquième chapitre comporte le calcul des éléments principaux.
- Le sixième et dernier chapitre comporte l'études de L'infrastructure.



CHAPITRE

1

Généralités

I.1 Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des prérequis de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, dans le but d'obtenir un modèle sécuritaire et économique, et pour que cette étude soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

Nous présentons dans ce chapitre une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude ainsi que les principales caractéristiques du béton armé.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet à étudier est une promotion immobilière : un bloc en R+07, Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (Groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m, il est aussi un bâtiment collectif, le terrain est situé à 300m environ au sud d'oued Soummam au village de SIDI ALI LEBHAR commune de BEJAIA wilaya de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaïa est une zone de moyenne sismicité (IIa). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile.

Le bâtiment est composé de :

- _ un vide sanitaire de 1,53 m de hauteur.
- _ le rez-de-chaussée se compose de deux locaux commerciaux et deux F2.
- _ Le premier étage jusque au sixième étage à usage d'habitation avec cinq logements en (F2 et F3).
- _ Le septième étage à usage habitation avec trois logements en (F2 et F3) .
- _ Le dernier niveau est une terrasse inaccessible.

I 3. Caractéristique géométrique du projet

- Longueur du bâtiment : $L = 20,90$ m.
- Largeur du bâtiment : $l = 17,10$ m.
- Hauteur du vide sanitaire : $H = 1,53$ m.
- Hauteur de RDC : $H = 3,40$ m.
- Hauteur des étages courant : $H = 3,06$ m.
- Hauteur du bâtiment : $H = 26,35$ m
- Hauteur totale du bâtiment (V.S+ RDC + acrotère) : $H = 26,95$ m.
- Surface du terrain : 865 m².
- Surface bâtie au sol : 357.39 m².

I 3. 1. Caractéristique géotechnique du site

Le site est situé au village de SID ALI LEBHAR wilaya de BEJAIA à 300 m environ au sud d'oued Soummam, donc c'est un terrain à risque d'inondation, à cet effet il est recommandé

de surélever les fondations des blocs d'au moins de 1,00 m pour parer au phénomène d'inondation. Le terrain est caractérisé par une morphologie plane. Géologiquement, et d'après les sondages carottés, il est recouvert est caractérisé par une couche des argiles limoneuses brunes reposent sur des sables limoneux et sables très fins brunes.

Une série d'essai sur site et au laboratoire a été effectué. Des sondages pénétrométriques ont mis en évidence trois horizons, ils ont été poussés jusqu'au 10 m sans refus. Nous constatons La présence d'eau à 3,00 m de profondeur dans les trois essais.

Le calculs de tassement avec une contrainte de 1,00 bar a donné des tassements totaux de 6,00 cm.

I.3.2. Caractéristiques structurales

➤ **Ossature de l'ouvrage**

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre.

➤ **Plancher**

Les planchers sont de type corps creux, est une dalle de compression, les entrevous s'appuient sur les poutrelles on nervure qui elle-même reposent sur des poutres, la dalle de compression et les nervures sont coulées sur place.

➤ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage.

➤ **Maçonnerie :** On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

➤ **Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1. Résistances mécaniques du béton

➤ **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 , de ciment CPA 425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$). (A. 2.1, 12 BAEL91)

➤ **Résistance à la traction**

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

$$- f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} ; f_{tj} = 0.275f_{c28} \quad ; \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

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

I.5. Etats limites de calculs : (béton)

a) État limite ultime (ELU) :

- Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$= \begin{cases} 14,20 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,45 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

b) État limite de service (ELS) :

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

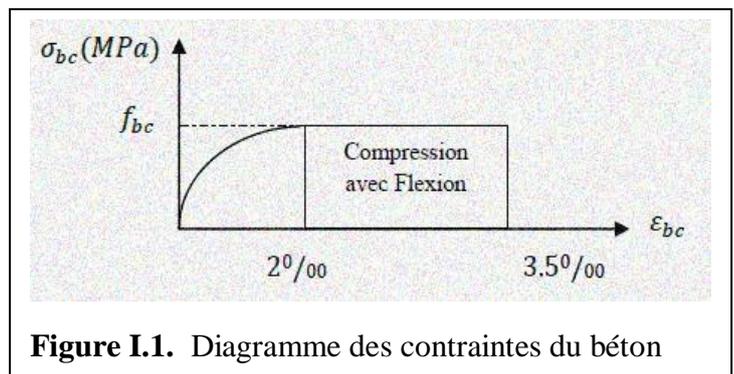
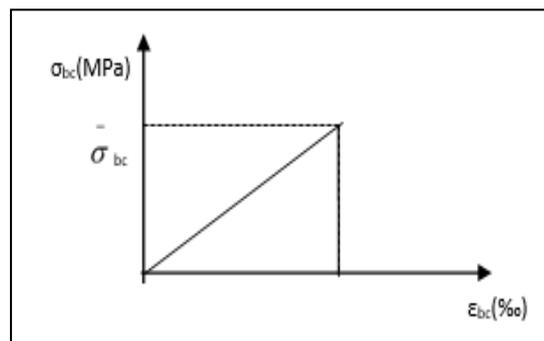


Figure I.1. Diagramme des contraintes du béton

Figure I.2. Diagramme des contraintes limite du béton



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

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

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

I.5.1. -Déformation longitudinale du béton

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

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du Béton E_{ij} est égal à : ($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) d'où : $E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$; $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{ij}}$.

➤ **Le module de déformation longitudinale différé :**

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

$$\begin{cases} E_{vi} = (1/3) E_{ij} \\ E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}. \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Module déformation transversale :**

(module du glissement) : $G = \frac{E}{2(\nu+1)}$.

$$G = \begin{cases} 160000 \text{ MPa} & \text{à L'ELU } (\nu = 0) \\ 133333 \text{ MPa} & \text{à L'ELS } (\nu = 0.2) \end{cases}$$

I.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1. L'acier

Définition :

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

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

1)-Les treillis soudés (TR) :

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2)-Les ronds lisses (RL) Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3)-Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

I.6.2. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Dans notre cas on utilise des aciers de type Fe E400 pour les HA et Fe E500 pour les treillis soudés.

-Contrainte limite :

a) État limite ultime

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

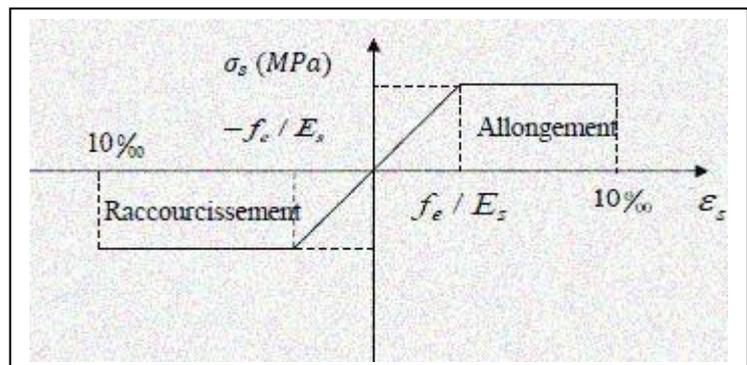


Figure I.3. Diagramme Contrainte déformation de l'acier

b)-État limite de service

Nous avons pour cet état :

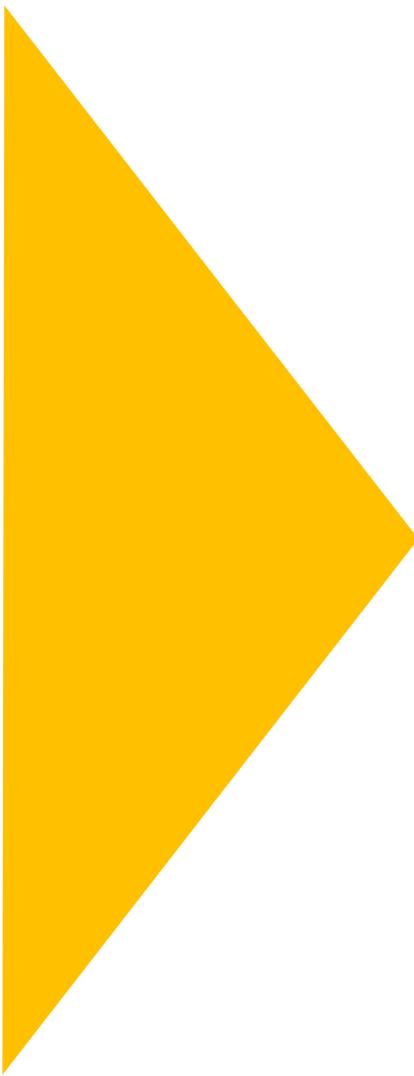
- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 164.97 \text{ MPa}$

I.7. Conclusion

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

Tab I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	- Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	- Contrainte limite à l'ELU :	situation courante	14.2
		Situation accidentelle	18.45
	- Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	ELU	14.2
		ELS	15
	- Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.09
- Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10721.39	
Acier	- Limite d'élasticité f_e	400	
	- Module d'élasticité	2×10^5	
	- Contrainte limite à l'ELU :	situation accidentelle	400
		situation courante	348
	FPN	/	
- Contrainte à l'ELS : FN		201.63	
FTN		164.97	



CHAPITRE

2

Pré-

**dimensionnement
des éléments**

On opte pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- Les balcons
- Les travées sortantes car de notre terrasse ils n'ont pas une longueur importante (80cm et 140cm)
- A côté de l'ascenseur : entre la poutre de chaînage
- Au niveau du RDC : Accès mécanique ascenseur.

II 1.1 Les planchers à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles) .

$$h_{tmax} \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{380-30}{22,5} = 15,55 \dots \dots \dots \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93)}$$

$h_t = 20 \text{ cm}$. Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 20 cm (16+4) cm,

qui sera valable pour tous les planchers de la construction (on la adopter pour sa disposition dans le marcher) .

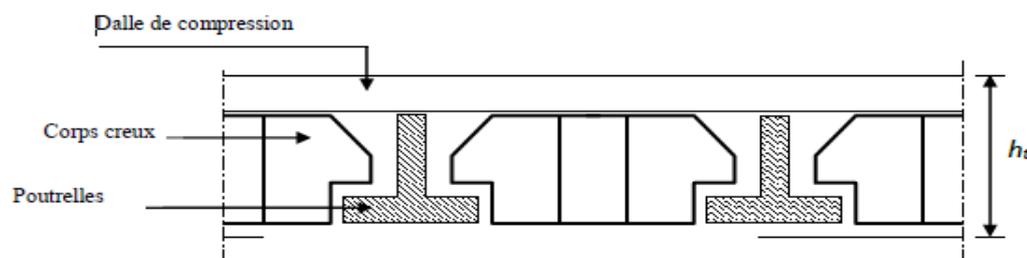


Figure II.2 Dalle à corps creux.

Hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité. Est c'est le critère qu'on a utilisé.

II.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

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

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

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

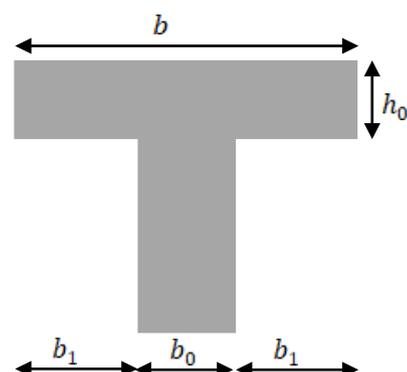
b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

b : Largeur efficace

L_x : Distance entre nus des poutrelles.

L_y : Travée min dans les poutrelles.

• $b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (12 ; 8) \text{ cm}$



$b_0 = 10 \text{ cm} . \quad h_0 = 4 \text{ cm} . \quad ht = 20 \text{ cm}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots (\text{CBA93.Art 4.1.3})$$

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$h = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27,5 \text{ cm}.$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} . \quad L_{ymin} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$ pour tous les niveaux

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min}(27,5 \text{ cm} ; 28 \text{ cm}) \quad \text{Ce qui donne } \mathbf{b = 65 \text{ cm}.$$

II.1.3 Dalles pleines

La dalle pleine est un élément horizontal porteur en béton armé continu sans nervures coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres.

Dans notre bâtiment, nous disposons (3) panneaux de dalles pleines (les plus défavorables). Elles doivent satisfaire les critères suivants :

Critère de résistance :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20} .$
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur 3 appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Critère de résistance au feu :
 - e $\geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe – feu.
 - e $\geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe – feu.
 - e $\geq 14\text{cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

Critère d’isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle a l’intérieure de la structure. On prend : **e = 14cm.**

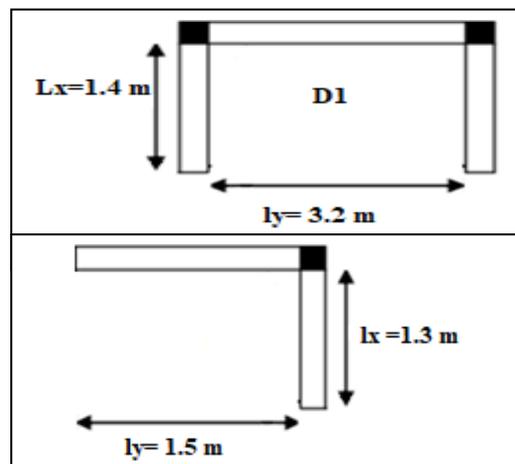
• Pour notre cas on a deux types de dalle pleine (6 dalles sur 3 appuis et 2 dalles sur 2 appuis, toute les dalles sont en forme carrée) :

• **D1** sur 3 appuis (la plus importante) :

$L_x = 1.4 \text{ m}, L_y = 3.2 \text{ m} . \quad \rho = 0.43$ (sur 2 sens, 3appuis)
 $4 \text{ cm} \leq e \leq 4.67 \text{ cm}$

• **D2** sur 2 appuis (la plus importante) :

$L_x = 1,3 \text{ m}, L_y = 1,5 \text{ m} . \quad \rho = 0,866$ (sur 2 appuis et 2 sens)
 $6.5 \text{ cm} \leq e$

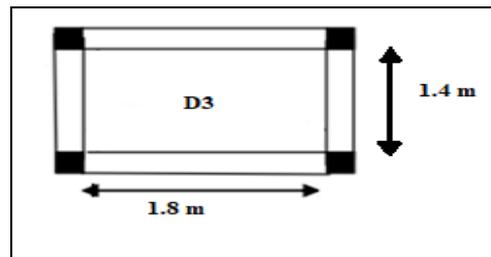


• **D3** sur 4 appuis :

$L_x = 1.4 \text{ m}, L_y = 1.8 \text{ m} \quad \rho=0.77$

(sur 2 sens, 4 appuis)

$3.11 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$



- ┌ La condition du coupe-feu : $e \geq 11 \text{ cm}$
- └ La dalle est à l'intérieur de la structure $e \geq 14 \text{ cm}$

• Donc On prend : **$e = 14 \text{ cm}$** Pour tous les dalles pleines de la structure.

II.1.4 Escaliers

• Les différents éléments constituant un escalier sont :

Dans notre projet on a quatre types d'escaliers :

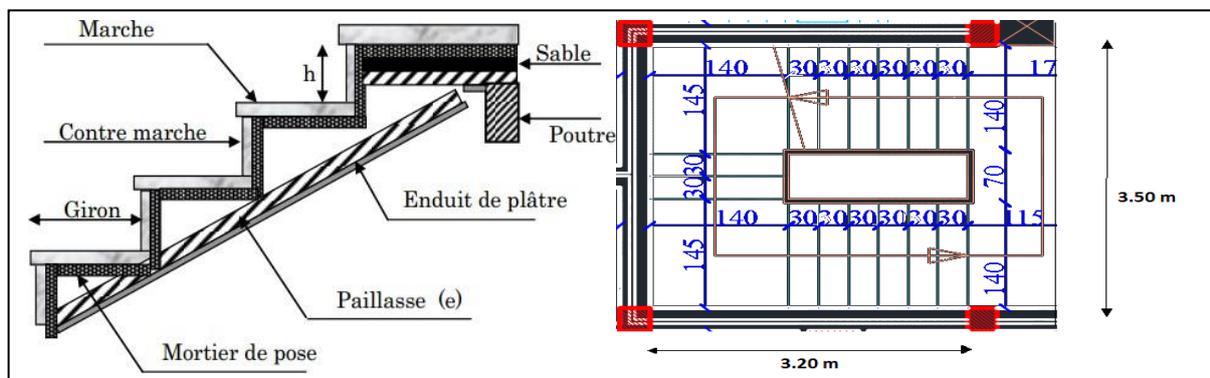
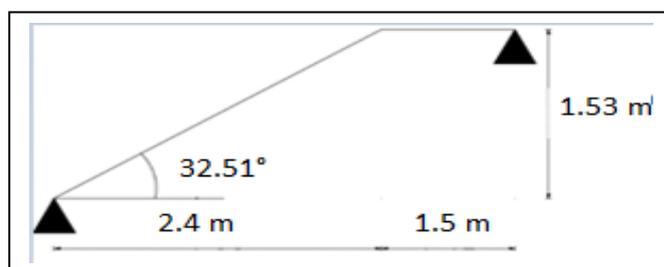


Figure II.3 Schémas statiques des escaliers étage courants.



RDC : Escalier d'entrer par derrière au bâtiment (une volée).

II.1.4.1 Pré dimensionnement des escaliers

On donne un exemple de calcul (1^{er} type) et les valeurs d'autres types seront mentionner dans le tableau II.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

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

n-1 : nombre de marche. .n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L₀: longueur totale d'escalier. .g : giron.

h : hauteur de la contre marche

-Calcul du nombre de marche (n) et de contres marches (n-1)

$H=1,53 \text{ m} , L_0= 2,40 \text{ m} , \alpha = 32.51^\circ$

$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 610 n + 306 = 0$

Après la résolution, on trouve (nombre de contre marche) : $n=9$

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 8$

-Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$ et $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$.(la condition de blondel et satisfaite)

-Épaisseur de la paillasse

$L = 1,50 + (\sqrt{2,4^2} + \sqrt{1,53^2}) = 4,43\text{m}$

-La formule suivante pour déterminer l'épaisseurs de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \left\{ \begin{array}{l} 14.47 \text{ cm} \leq e \leq 21.7 \text{ cm (RDC)} \\ 12.18 \text{ cm} \leq e \leq 18.25 \text{ cm (Etage courant)} \end{array} \right.$$

-On prend $e = 16 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier type 1 de (l'entrée de derrière pour les deux locaux commerciale) .

NB : Les résultats de tout le pré dimensionnement des escaliers sont dans le suivant :

Tableau II.1 Caractéristique des escaliers de la structure

Type	Volée	H (m)	L0 (m)	Inclinaison α	n (Nbr de contre marche)	h(cm)	g(cm)	Epaisseur (cm)
1	1	1,53	2,4	32.51°	9	17	30	15,83≤e≤23,75
RDC (3,40m)	1	1.36	1.96	34.75°	8	17	28	12.23≤e≤18.36
	2	0,34	0.6	29.54°	4	17	30	12.16≤e≤18.23
étage	3	0.34	1.45	13.19°		17		
	3	1.36	1.96	34.75°	8	17	28	12.23≤e≤18.36
courant(3,06m)	1	1.36	1.96	34.75°	8	17	28	12.08≤e≤18.12
	2	0.34	0.6	29.54°	2	17	30	11.94≤e≤17.9
	3	1.36	1.8	34.75°	8	17	28	12.08≤e≤18.12
1' derriere com	1	1.53	2.4	32.51°	9	17	30	14.47≤e≤21.7

Donc on opte pour (1- $e = 16 \text{ cm}$ pour toutes les paillasses des commerces) .et (2- $e = 15 \text{ cm}$ pour RDC et les étages courants) .

II.1.5 ETUDE de L'acrotère

L'acrotère est un muret en béton armé encastré situé en bordure du plancher terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

Les dimensions de l'acrotère sont architecturales : (voir plan de façade)

Hauteur de l'acrotère est : **$h = 60 \text{ cm}$** .

Surface : $S = 10 \times 60 + 15 + 7 \times 10^{-4} = 0.0685 \text{ m}^2$.

Poids propres :

$G = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml}$

II.2 prédimensionnement des éléments principaux

II.2.1 VOILES :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

$$\text{➤ } e \geq \text{Max} (h_e / 20 , h_e / 22.5 , 15 \text{ cm})$$

$$\text{➤ } L \geq 4e$$

e : l'épaisseur du voile

h_e : La hauteur libre d'étage.

L : la largeur du voile.

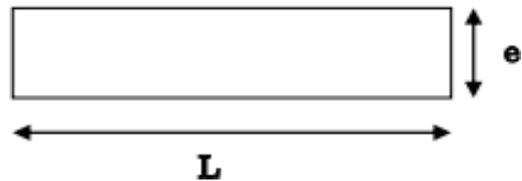


Figure II.4 Vue en plan d'un voile

$$\text{-RDC} \rightarrow h_e = 295 \text{ cm} = \frac{340-45}{20} = 14.75 \text{ cm} \quad \rightarrow e \geq 14.75 \text{ cm},$$

$$\text{-Vide sanitaire} \rightarrow h_e = 108 \text{ cm} \quad \rightarrow e \geq 5.4 \text{ cm}$$

$$\text{-Autres étages} \rightarrow h_e = 261 \text{ cm} \quad \rightarrow e \geq 13.05 \text{ cm}$$

Au final on prend l'épaisseur des voiles **$e = 15 \text{ cm}$** pour tous les niveaux .

II.2.2 Poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

$$\text{Suivant : } \frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

avec : L_{max} : Longueur max entre nus d'appuis.

a) Poutres secondaires

$$L_{\text{max}} = 350 \text{ cm} \quad \rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications aux exigences du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on vérifie conditions

suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq h / b = 1,16 \leq 4 \end{cases} \quad \dots \text{Vérfiées}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les

dimensions suivantes : **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

b) **Poutres principales** : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 700 \text{ cm} \rightarrow 43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}, \text{ Soit } h = 50 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications aux exigences du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(V2003), on doit satisfaire les conditions suivantes : Sachant que : b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq h / b = 1.5 \leq 4 \end{cases} \quad \dots \text{Vérifiées}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

c) la poutre brisée :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 360/15 \leq h \leq 360/10 \Rightarrow 23.99 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b=30cm. h=30cm.**

Vérifications

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

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée ; soit une poutre de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \\ h / b = 30 / 30 = 1 < 4 \end{cases}$$

II.2.3 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance. • Critère de stabilité de forme.
- On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes :

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4 \end{cases}$$

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

Les dimensions des poteaux supposés :

Niveau	section (cm ²)
Vide.S et RDC	50x50
1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	45x45
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	40x40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35x35
7 ^{ème}	30x30

II.3 Evaluation des charges et surcharges

Charge permanentes et d'exploitations :

A) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection gravillons	17	0,05	0,85
2	Etanchéité	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,20
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,8
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,33
Charge d'exploitation Q				1

- Dalle pleine = 7,03 (KN/m²)

B) Terrasse accessible : Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Forme de pente	0.10	22	2.2
Lit de sable	0.02	18	0.36
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à Corps creux	0.20	14	2.80
Plancher à dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

-La charge permanente totale pour le plancher terrasse accessible à corps creux est : **G= 6,68 KN/m²**

-La charge permanente totale pour le plancher terrasse accessible à dalle pleine (terrasse de 7^{ème} étage) est : $G = 7.38 \text{ KN/m}^2$.

-La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

. C) Etage courant :

-Tableau II.4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,80
5	Cloisons	10	0.1	1
6	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				5,21
Q étages courant				1,50
Q étage à usage commercial (RDC)				5

-La charge permanente totale du plancher d'étage courant à corps creux est : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

-La charge permanente totale pour le plancher à dalle pleine $G = 5.86 \text{ KN/m}^2$

D) Murs extérieures (doubles parois en briques creuses) :

Tableau II.5 Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Briques creuses	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	0	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.27
La charge permanente totale	/		2.67

E) Balcons :

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les balcons.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Cloison de sép	10	0,10	1
6	Enduit de ciment	20	0,18	0,36
Charge permanente G				6,06
Charge d'exploitation Q				3,5

F) Escaliers : (palier en dalle pleine)

Tableau II.7 Evaluation des charges des paliers DP.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,16	4
2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G				5,4
Charge d'exploitation Q				2,5

G) Volées en dalle pleine :

Tableau II.8 Evaluation des charges des volées.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type
				Volée courante
1	Dalle pleine	25	$e/\cos(\alpha)$	5,14
2	Carrelage	Horizon	0,02	0,44
		Vertical	0,02h/g	0,25
3	Mortier de pose	Horizon	0,02	0,40
		vertical	0,02h/g	0,23
4	Enduit de plâtre	10	$e/\cos(\alpha)$	0,23
5	Poids des marches	22	h/2	1,87
Charge permanente G _v (KN/m ²)				8,56
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2,5

II.4 Descente de charge

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

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, dans notre cas, on choisit **C4**.

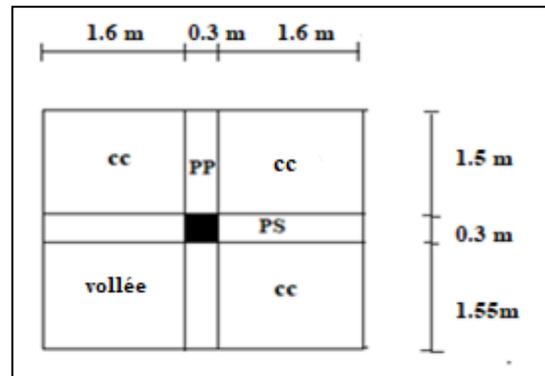


Figure II.5 Surface revenant au poteau C4

La loi de dégression des charges d'exploitation :

- La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).
- La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau0 (Terrasse) : Q_0 charge d'exploitation

sur la terrasse accessible Niveau1 : $Q_0 + Q_1$

Niveau2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

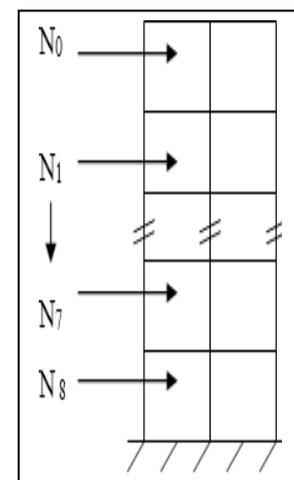
Niveau3 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau (5,6,7,8) : $Q_0 + \frac{3+n}{2a} (Q_1 + \dots + Q_n)$

Niveau 9 : $Q_0 + \frac{3+n}{2a} (Q_1 + \dots + Q_8) + Q_9$

-(Le coefficient $\frac{3+n}{2a}$ étant valable pour $N \geq 5$)



II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime :

Tableau II.9 Descente des charges sur le poteaux le plus solliciter C4.(page8)

Niveau	Eléments	G (kn)	Q (kn)	$N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q)$
N0 7eme	Plancher Terrasse	61.78	9.76	144.21
	Pouters principal	9.6		
	Poutres secondaire	8.01		
	Poteau (30×30)	6.88		
	Σ	86.27	9.76	
N1 6eme	Venant N0	86.27	14.79	296.13
	Plancher	58.89		
	Poutres P	9.6		
	Poutres S	8.01		
	Poteau (35×35)	9.37		
	Σ	172.14	24.55	
N2 5eme	Venant N1	172.14	14.79	445.61
	Plancher	58.89		
	Poutres P	9.6		
	Poutres S	8.01		
	Poteau (35×35)	9.37		
	Σ	258.01	37.86	
N3 4eme	Venant N2	258.01	14.79	596.91
	Plancher	58.89		
	Poutres P	9.6		
	Poutres S	8.01		
	Poteau (40×40)	12.24		
	Σ	346.75	49.69	
N4 3eme	Venant de N3	346.75	14.79	745.8
	Plancher	58.89		
	Poutres P	9.6		
	Poutres S	8.01		
	Poteau (40×40)	12.24		
	Σ	435.5	60.05	
N5 2eme	Venant de N4	435.5	14.79	897.03
	Plancher	58.89		
	Poutres P	9.6		
	Poutres S	8.01		
	Poteau(45×45)	15.49		

	Σ	527.48	68.92	
N6 1er	Venant de N5 Plancher	527.48		1045.84
	Poutres P	58.89	14.79	
	Poutres S	9.6		
	Poteau (45×45)	8.01		
	Σ	619.47	76.32	
N7 Rdc	Venant de N6 Plancher	619.47		1203.19
	Poutres P	58.89	14.79	
	Poutres S	9.6		
	Poteau (50×50)	8.01		
	Σ	717.22	83.71	
N8 V.S	Venant de N7 Plancher	717.22		1395.05
	Poutres P	58.89	45.2	
	Poutres Ps	9.6		
	Poteau (50×50)	8.01		
	Σ	814.97	112.01	
TOTAL		814.97	112.01	

(sans majoration) : $-Nu = (1.35G + 1.5Q) = 1268.23 \text{ KN}$.

(avec majoration) : $-Nu^* = 1.1(1.35G + 1.5Q) = 1395.05 \text{ KN}$.

II.4.1 Vérification du poteau

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires

l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que : $NU=1.1 (1.35G+1.5Q)$

Tel que les tableaux précédents montre, Le poteau **C4** est le plus défavorable :

$$G = 814.97 \text{ KN} ; Q = 112.01 \text{ KN}$$

$$Nu = 1268.23 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Nu^* = 1395.05 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{tel que : } \sigma_{bc} = 0,85 f_c \frac{28}{1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}} \quad \text{Bcalculer} = \frac{1.395}{14.2} = 0.098 \text{ m}^2$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 > 0.098 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \quad \text{Vérfiée.}$$

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

Tableau II.10 Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B cal		observation
			B (m ²)	B calculée(m ²)	
RDC et V.S	1395.05	50*50	0.250	0.098	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	1045.84	45*45	0.2025	0.074	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	745.8	40*40	0.160	0.053	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	445.61	35*35	0.1225	0.031	vérifiée
7 ^{eme} étage	296.13	30*30	0.09	0.02	vérifiée

Vérification au risque de flambement :

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

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec:}$$

Br: section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement (λ).

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ (calculé d'élanement)

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$; i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} ; I = \frac{b \times h^3}{12} ; -0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r \quad \text{On prends : } A_s = 1\% B_r$$

Exemple de calcul : Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élané)

$$l_f = 0,7 \times (3,40 - 0,55) = 1,995 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{1}{h} = \frac{1,995}{0,144} \Rightarrow \lambda = 13,854. ; i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,144 \text{ m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,0052 \text{ m}^4$$

$$\lambda=13.854 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.824.$$

D’après l’expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que $B_r > B_{calculé} \Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$

A.N : $B_{calculé} \geq \frac{2109.3 \times 10^{-3}}{0,824 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0.0769m^2$

$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,50-0,02) \times (0,50-0,02) \Rightarrow B_r = 0,2304m^2 > B_{calculé} = 0.0769 m^2$

Donc : le poteau ne risque pas de flamber. Comme le montre toutes les vérifications à tous les niveaux :

Tableau II.11 Vérification au flambement des poteaux.

Poteaux	Vide.S RDC	1er et 2ème étage	3 et 4ème étage	5 et 6ème étage	7ème étage
Nu(KN)	1395.05	1045.84	745.8	445.61	296.13
B (m ²)	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
lf (m)	0.686	1.757	1.757	1.757	1.757
I (m ⁴) × 10 ⁻⁵	5.208	3.417	2.13	1.25	0.675
i (m ³)	0.144	0.13	0.1154	0.101	0.0866
I	4.75	13.51	15.225	17.40	20.28
α	0.846	0.825	0.819	0.810	0.7965
B _{cal} (m ²)	0.123	0.101	0.0744	0.046	0.0148
B _r (m ²)	0.2304	0.1849	0.1444	0.1089	0.0784

On remarque que : **B_r ≥ B_{cal}** ⇒ donc les poteaux de la structure ne risquent pas de se flamber.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b \times h) = 30 \text{ cm} > 25\text{cm. (zone 2a)} \\ \min (b \times h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{Les trois conditions sont vérifiées} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

Tableau II.12 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.

Poteaux	(50×50)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	50	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	4.9	14.25	12.55	12.55	12.55	12.55	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	1	1	1	1	vérifiée

II.5 Conclusion

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

- Plancher :
 - ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles pleine = 14 cm.
 - Escalier + palier
 - ❖ Nous avons adopté une épaisseur e = 15 et 16 cm.
 - voiles :
 - ❖ e = 15 cm pour tous les étages .
 - L'acrotère
 - ❖ H = 60 cm

Tableau II.13 Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	30	50
Poutre secondaire	30	35
Poutre brisé	30	30
Poutre CH	30	20
Poteau RDC et Vide.S	50	50
Poteau étage 1 et 2	45	45
Poteau étage 3 et 4	40	40
Poteau étage 5 et 6	35	35
Poteau étage 7	30	30



CHAPITRE

3

**Etude des éléments
secondaires**

Introduction

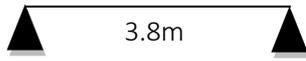
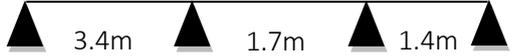
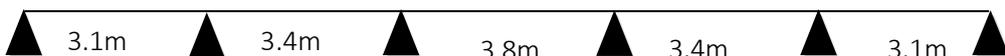
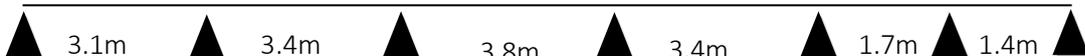
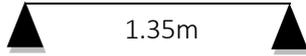
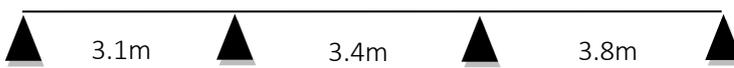
Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments principaux et Les éléments secondaires.

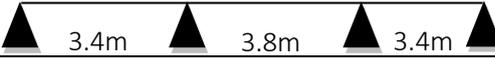
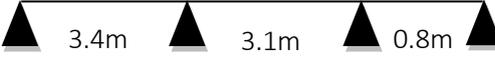
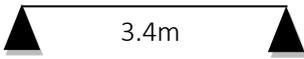
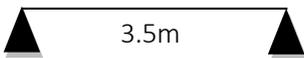
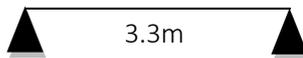
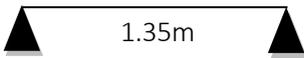
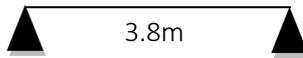
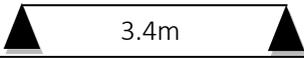
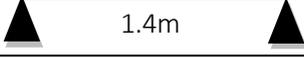
L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.1. Etude des planchers corps creux

-Types et schémas statique des poutrelles : **Tableau III.1** Types des poutrelles.

Type de Poutrelle RDC		
Type 1		Type 8 
Type 2		
Type 3		
Type 4		
Type 5		
Type 6		
Type 7		
Type de Poutrelle étage courant		
Type 1'		Type 12 
Type 2'		
Type 3'		

Type 4'			
Type 5'			
Type 6'			
Type 7'			
Type 8'			
Type 9'			
Type 10'			
Type 11'			
Type 13'		Type 14'	
Type 15'		Type 16'	
Type de Poutrelle terrasse inaccessible			
Type 1		Type 2	
Type 3		Type 4	
Type 5		Type 6	
Type 7			
Type 8			

1.2. Méthode de Calcul : Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes que nous avons utilisé :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot Minorée

1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Calcul des charges revenant aux poutrelles

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

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

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3} G$

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

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0.65$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher RDC :

$G = 5,21 \text{ KN/m}^2$; $G' = 3,47 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = \mathbf{9.446 \text{ KN/ml.}}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,21 + 5) \times 0,65 = \mathbf{6.63 \text{ KN/ml.}}$

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,47 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = \mathbf{7.91 \text{ KN/ml.}}$

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (3,47 + 5) \times 0,65 = \mathbf{5.50 \text{ KN/ml.}}$

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.2 Chargements sur les poutrelles.

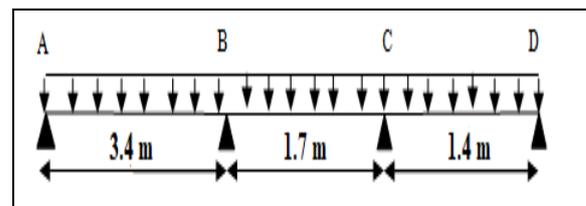
Désignation	G(KN/m ²)	G'(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,33	4,22	1	6,529	4,678	4,76	3,39
Etage courant	5,21	3,47	1,50	6,034	4,51	4,362	3,23
Etage RDC	5,21	3,47	5	9.446	7.91	6.63	5.50

Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

✓ Étude de la poutrelle type T5 :

(plancher RDC)

Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle T5.



➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

A l'ELU : $M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{CD})$

$$AN: \quad = -0,15 \times \frac{9.446 \times 3.4^2}{8} = -2.04KN.m$$

A P'ELS : $M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD})$

$$AN: \quad = -0,15 \times \frac{6.63 \times 3.4^2}{8} = -1.438KN.m$$

b) Appuis intermédiaires :

Pour un chargement réparti :

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)} ; \text{ Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.} \\ L'_g, L'_d : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré. (gauche et droite)} \end{array} \right.$$

Calcul des longueurs fictives ;

A P'ELU :

$$M_B = -\frac{9.44 \times (3.4^3 + 1.36^3)}{8.5 \times (3.4 + 1.36)} \Rightarrow M_B = -9.764KN.m$$

$$M_C = -\frac{9.44 \times (1.36^3 + 1.4^3)}{8.5 \times (1.36 + 1.4)} \Rightarrow M_C = -2.1KN.m$$

A P'ELS :

$$M_B = -\frac{6.63 \times (3.4^3 + 1.36^3)}{8.5 \times (3.4 + 1.36)} \Rightarrow M_B = -6.86KN.m$$

$$M_C = -\frac{6.63 \times (1.36^3 + 1.4^3)}{8.5 \times (1.36 + 1.4)} \Rightarrow M_C = -1.4KN.m$$

c) Les moments en travées

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L) ; \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$$

1. Travée AB

A P'ELU :

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{3.4}{2} - \frac{(0 - (-6.86))}{9.44 \times 3.4} = 1.486m$$

$$M_{iAB}^U(1.4623) = \frac{9.44 \times 1.486 \times (3.4 - 1.486)}{2} - 6.86 \times \frac{1.486}{3.4} \Rightarrow M_{iAB}^U(1.48) = 9.18KNm$$

A P'ELS :

$$M_{iAB}^S(1.462) = \frac{6.63 \times 1.486 \times (3.4 - 1.486)}{2} - 4.0103 \times \frac{1.486}{3.4}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(1.486) = 6.46KNm$$

2. Travée BC

$$x = \frac{1.7}{2} - \frac{(-5.664) - (-1.228)}{7.009 \times 1.7} = 1,22m$$

A l'ELU :

$$M_{iBC}^U(1,22) = \frac{7.009 \times 1,22 \times (1,7 - 1,22)}{2} + (-5.664) \times \left(1 - \frac{1,22}{1,7}\right) + (-1.228) \times \frac{1,22}{1,7}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(1,22) = -0.4282KNm$$

A l'ELS : $M_{iBC}^S(1,22) = \frac{9.44 \times 1,22 \times (1,7 - 1,22)}{2} + (-4.0103) \times \left(1 - \frac{1,22}{1,7}\right) + (-0.8698) \times \frac{1,22}{1,7}$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(1,22) = -0.295KNm$$

3. Travée CD

$$x = \frac{1.4}{2} - \frac{(-1.228) - (0)}{7.009 \times 1.4} = 0.825m$$

A l'ELU :

$$M_{iCD}^U(0.825) = \frac{9.44 \times 0.825 \times (1.4 - 0.825)}{2} + (-1.228) \times \left(1 - \frac{0.825}{1.4}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^U(0.825) = 1.158KNm$$

A l'ELS :

$$M_{iCD}^S(0.825) = \frac{6.63 \times 0.825 \times (1.4 - 0.825)}{2} + (-0.8698) \times \left(1 - \frac{0.825}{1.4}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^S(0.825) = 0.831KNm$$

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :
$$\begin{cases} V_A = \frac{7.009 \times 3.4}{2} - \frac{0 - (-5.664)}{3.4} \Rightarrow V_A = 10.249KN \\ V_B = -\frac{7.009 \times 3.4}{2} - \frac{0 - (-5.666)}{3.4} \Rightarrow V_B = -18.931KN \end{cases}$$

2. Travée BC:
$$\begin{cases} V_B = \frac{7.009 \times 1.7}{2} - \frac{(-5.664) - (-1.228)}{1.7} \Rightarrow V_B = 8.56KN \\ V_C = -\frac{7.009 \times 1.7}{2} - \frac{(-5,664) - (-1.228)}{1.7} \Rightarrow V_C = -3.34KN \end{cases}$$

$$3. \text{ Travée CD: } \begin{cases} V_c = \frac{7.009 \times 1.4}{2} - \frac{(-1.228)}{1.4} \Rightarrow V_c = 5.7834 \text{ KN} \\ V_d = -\frac{7.009 \times 1.4}{2} - \frac{-1.228}{1.4} \Rightarrow V_d = -4.029 \text{ KN} \end{cases}$$

. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

➤ **Etude de poutrelles type T6 du Plancher terrasse inaccessible (1)**

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.4}{3.8} = 0.89 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ **Moments isostatiques**

Travée A-B = B-C:

A L'ELU:

$$M_{0AB}^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.529 \times 3.4^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^u = 9.434 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0BC}^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.529 \times 3.8^2}{8} \rightarrow M_{0BC}^u = 11.785 \text{ KN.m.}$$

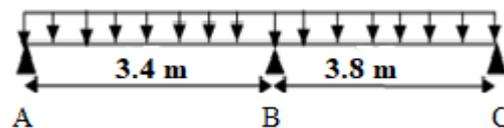


Fig.III.2 : Schéma statique de la poutrelle T6.

A L'ELS

$$M_{0AB}^s = \frac{4.76 \times 3.4^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^s = 6.8782 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0BC}^s = \frac{4.76 \times 3.8^2}{8} \rightarrow M_{0BC}^s = 8.599 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

1) Appuis de rive : $M_A = M_B = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A L'ELU: $M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6.529 \times 3.8^2}{8} \rightarrow M_C^u = -1.768 \text{ KN.m.}$

A L'ELS : $M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4.76 \times 3.8^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,29 \text{ KN.m.}$

2) Appuis intermédiaires

A L'ELU : $M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 11.785 = -7.071 \text{ KN.m}$

AL'ELS : $M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 8.599 = -5.159 \text{ KN.m}$

3) Moments en travée

Travée A-B = B-C : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.33} = 0,136$

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

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \dots M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

A L'ELU

$$1) M_{tAB}^u \geq (1,05) \times 9,434 - \frac{0,6 \times 11,785}{2} = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC}^u \geq 1,05 M_0 - \frac{m_B}{2} = 0,75 M_0 \text{ (KN.m)}$$

$$\Rightarrow M_{tBC}^u = 8,839 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

De la même manière on trouve : $M_{tAB}^S = 4,65 \text{ KN.m}$; $M_{tBC}^S = 6,45 \text{ KN.m}$

Les efforts tranchants

A L'ELU

$$\text{Travée A-B : } V_A = \frac{6,529 \times 3,4}{2} = 11,099 \text{ KN} \quad ; \quad V_B = -1,15 \times \frac{6,529 \times 3,8}{2} = -12,764 \text{ KN}$$

$$\text{Travée B-C : } V_B = +1,15 \times \frac{6,529 \times 3,8}{2} = 14,266 \text{ KN} \quad ; \quad V_C = -\frac{6,529 \times 3,8}{2} = -12,405 \text{ KN}$$

Tableau III.3 Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.

/	ELU				ELS		
	Mappui int (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	MTravée (KN.m)	Vmax (KN)	Mappui int (KN.m)	MTravée (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)
ELU				ELS			
Poutrelles du plancher RDC							
Type 01	-6.75	-1.70	8.22	-16.82	-4.70	5.81	-1.19
Type 02	-10.72	-2.56	12.11	-20.77	-7.45	8.54	-1.79
Type 03	-8.52	-2.56	15.30	19.74	- 6	10.75	-1.79
Type 04	-4.73	-1.19	5.79	-14.10	-3.28	4.08	-0.841
Type 05	-9.76	-2.04	9.205	-18.931	-6.86	6.95	-1.43
Type 06	-6.82	-2.55	12.73	-17.95	-4.79	8.94	-1.79
Type 07	-8.00	-2.55	7.249	17.95	-5.55	5.221	-1.79
Type 08	/	-2.55	17.05	17.95	9.047	11.98	-1.79
Poutrelles des plancher étages courant							
Type 01'	-3.845	-1.086	5.45	-10.59	-2.75	3.95	-0.785

Type 02'	-5.446	-1.63	8.910	12.61	-3.93	6.433	-1.180
Type 03'	-5.823	-1.63	8.17	-13	-4.174	5.92	-1.18
Type 04'	-5.23	-1.31	6.69	11.79	-3.78	4.84	-0.945
Type 05'	-6.53	-1.63	8.35	13.18	-4.72	6.04	-1.18
Type 06'	-4.61	-1.31	6.57	-11.61	-3.31	4.75	-0.945
Type 07'	-5.44	-1.63	6.58	12.61	-3.93	4.75	-1.18
Type 08'	-4.92	-1.31	6.43	-11.70	-3.53	4.66	-0.945
Type 09'	-2.49	-1.08	4.77	9.36	-1.78	3.46	-0.785
Type 10'	-4.55	-1.30	5.43	-10.82	-3.26	3.95	-0.945
Type 11'	-4.36	-1.63	7.26	11.46	-3.15	5.25	-1.18
Type 12'	/	-0.206	1.375	4.07	/	0.994	-0.149
Type 13'	/	-1.30	8.72	10.25	/	6.30	-0.945
Type 14'	/	-0.76	5.10	7.84	/	3.68	-0.55
Type 15'	/	-1.38	9.24	10.56	/	6.68	-1
Type 16'	/	-1.23	8.21	9.95	/	5.93	-0.89
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Type 1.	/	-0.22	1.48	4.40	/	1.08	-0.16
Type 2.	/	-1.77	11.78	12.41	/	8.60	-1.29
Type 3.	/	-1.41	9.44	11.10	/	6.89	-1.03
Type 4.	/	-0.83	5.51	8.49	/	4.02	-0.60
Type 5.	/	-0.24	1.6	4.57	/	1.16	-0.175
Type 6.	-7.07	-1.77	8.84	14.27	-5.16	6.45	-1.29
Type 7.	-4.65	-1.30	6.55	11.62	-3.33	4.75	-0.945
Type 8.	-5.89	-1.77	6.96	13.64	-4.30	5.08	-1.29

→ Les résultats des sollicitations maximales de chaque plancher sont illustrés dans

le tableau ci-dessous : **Tableau III.4** Les Sollicitations maximales.

/	ELU				ELS		
	Mappui int(KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	MTravée (KN.m)	Vmax	Mappui int (KN.m)	MTravée (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)
RDC	-10.72	-2.55	17.05	20.77	9.047	11.98	-1.79
Etage courant	6.53	-1.63	9.24	13.18	-4.72	6.68	-1.18
Terrasse inaccessible	-7.07	-1.78	11.785	14.27	-5.16	6.45	-1.29

Remarque :

Par analyse des résultats calculés, on remarque que les sollicitations maximales au niveau de RDC sont plus importantes que celles des autres niveaux, par contre les résultats de l'étage courant, première étage et terrasse inaccessible se rapproche. Donc On opte pour deux types de ferrailage (le premier pour le plancher RDC, et le deuxième pour les autres planchers).

1.4. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (RDC) du plancher étage courant (habitation) qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

MTravée = 17.05 KN.m

$M_a^{inter} = -10.72$ KN.m

$M_a^{rive} = -2.55$ KN.m , $M_a^{rive} = -1.79$ KN.m , $V = 20.77$ KN

ELS

MTravée = 11.98 KN.m

$M_a^{inter} = 9.047$ KN.m

✓ **les caractéristique géométriques de la poutrelle sont: (FPN)**

- e= 2 cm ; d= h-e = 18 cm .
- b=65cm • d=18cm .
- b₀ =10cm • d'=2cm.
- ht=20cm • h₀=4cm . • b₁=27.5cm.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ cm}$$

Le Moment équilibré par la table de compression Mtu :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 17,05 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$)m².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \mu_{bu} = \frac{17,05 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0577 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{les}$$

armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire).

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

$$\xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0743$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0743) = 0,174 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{17,05 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit :}$$

$$A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) \rightarrow ($0,10 \times 0,20$)m² ; avec $M_u = -10,72 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,72 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,233 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,233 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée) .}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,233}) = 0,336 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,336) = 0,155 \text{ m}$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,336}{0,336} \right) 10^3 = 6,91\%_0 > \xi_l = 1,74\%_0$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10,72 \times 10}{0,155 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = - 2,55 \text{ KN.m.}$$

$$A_{a\text{rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{2.55 \times 1.98}{10.72} = 0,470 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit : } \mathbf{A_s=1HA10=0,79\text{cm}^2}$$

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérfications à ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa.} \quad (\text{FPN}).$$

• $V^{\text{max}} = -15,27 \text{ KN}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{20.77 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 1.15 \text{ Mpa}$$

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

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

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\text{min}}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier Φ_6 . Donc la section d'armatures transversales sera : $\mathbf{A_t=2\Phi_6= 0,57\text{cm}^2}$.

✓ **Espacement S_t :**

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

1) $S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(1.15 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 35.08 \text{ cm}$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

3) $S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm}$

• $S_t = \min (1; 2; 3)$; on adopte : $\mathbf{S_t = 15\text{cm}}$.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0.275 \times 20.77 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1,356 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition}$

vérifiée. ° Il ya pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$. (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 20,77 \times 10 / 400 = 0,597 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,597 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e \times (V_u - M_u / 0,9d)$.

$$A_l \geq 1,15 / 400 (20,77 - 10,72 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = 1,783 \text{ cm}^2 < A_l = 3,84 \text{ cm}^2$$
Condition vérifiée.

Les armateurs longitudinaux inférieures ne sont soumis à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5,313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

$$\text{Avec : } a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_u = 20,77 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,135 \text{ KN}$$
..... Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier: 1-Etat limite d'ouverture des fissures .2-Etat limite de compression de béton .3-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) .

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

En travée

$$M_{t,ser} = 11,98 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times (3,05 \times 10^{-4}) \times (0,18 - 0,04) = - 1,205 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

✓ **Calcul de y :**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,05] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne : $y = 4,391 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,391^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,391 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 4,391)^2 \Rightarrow I = 10306,378 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{11,98 \times 4,391 \times 10^{-5}}{10306,378 \times 10^{-8}} = 5,104 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 5,104 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$$M_{a \text{ ser}} = 9,047 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_s(y - d) = 0 \dots \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2,26 \times (y - 18) = 0 ; 5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 8,165 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = 5093,51 \text{ cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,047 \times 8,165 \times 10^{-5}}{5093,51 \times 10^{-8}} = 14,50 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 14,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 9,446 \times 3,8^2/8 = 17,05 \text{ KN.m}$$

$$\circ h \geq \frac{M_s \times l}{15 \times M_0} = \frac{9,047 \times 3,8 \times 10^2}{15 \times 17,05} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 13,442 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\circ A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{ cm} \Rightarrow 3,05 \text{ cm} > 1,62 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76cm$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.391 cm$.

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

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

$$y_G = \frac{\left(65 \times \frac{4^2}{2}\right) + (10 \times (20 - 4)) + \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right) + (15 \times 3.05 \times 18)}{(65 \times 4) + (10 \times (20 - 4)) + (15 \times 3.05)}$$

$\Rightarrow y_G = 7.007 cm$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$\Rightarrow I_0 = 19796 cm^4$ (I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.01694$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

{	$E_i = 3 E_v =$	
	$= 32456.59 Mpa$	Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
	$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} =$	
	$10818.86 Mpa$	Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes :

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

Inerties fictives (I_f) :

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

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

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

Evaluation des flèches :

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

{	$q_{jser} = 0.65 \times J \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.8525 KN/m$ (2.85 pour 16+4)
	$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.3865 KN/m$
	$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.6365 KN/m$

$$\left[\begin{aligned} M_{gser} &= 1(\text{isostatique}) \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow 1 \times \frac{3.3865 \times 3.8^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.11 \text{ KN.m} \\ M_{jser} &= 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1 \times \frac{1.85525 \times 3.8^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.34 \text{ KN.m} \\ M_{pser} &= 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 1 \times \frac{6.6365 \times 3.8^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11.98 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$I_0 = 19796 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.01694} \Rightarrow \lambda_i = 2.518 \\ \lambda_v &= 0.4 \times 2.518 \Rightarrow \lambda_v = 1.007 \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} \sigma_{sj} &= 15 \times \frac{3.34 \times (0.18 - 0.04391) \times 10^{-3}}{10307 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 66.15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} &= 15 \times \frac{6.11 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.04391)}{10307 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 121.0114 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sp} &= 15 \times \frac{11.98 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04391)}{10307 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 237.27 \text{ Mpa} \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} \mu_j &= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 66.15 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.44078 \\ \mu_g &= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 121.0114 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.6425 \\ \mu_p &= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 237.27 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.7974 \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} \boxtimes I_{f_{ij}} &= \frac{1.1 \times 19796}{1 + (2.518 \times 0.44078)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 10306.68 \text{ cm}^4 \\ \boxtimes I_{f_{ig}} &= \frac{1.1 \times 19796}{1 + (2.518 \times 0.6425)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 8306.88 \text{ cm}^4 \\ \boxtimes I_{f_{ip}} &= \frac{1.1 \times 19796}{1 + (2.518 \times 0.7974)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 7229.7 \text{ cm}^4 \\ \boxtimes I_{f_{vg}} &= \frac{1.1 \times 19796}{1 + (1.007 \times 0.6425)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 13221.4 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} f_{ji} &= \frac{3.34 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32456.59 \times 10306.68 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 1.441 \text{ mm} \\ f_{gi} &= \frac{6.11 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32456.59 \times 8306.88 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 3.272 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{pi} &= \frac{11.98 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 32456.59 \times 7229.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 7.372 \text{ mm} \\ f_{vg} &= \frac{6.11 \times 10^{-3} \times 3.8^2}{10 \times 10818.86 \times 13221.4 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 6.168 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6.168 - 1.441 + 7.372 - 3.272 = 8.827 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$\Delta f_t = 8.827 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 8.82 \text{ cm} > f_{adm} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau en dessous :

Problème technique :

Pour le RDC, après les calculs, en augmente le ferrailage adopté en travée, avec un plancher (16+4), pour que la flèche soit vérifiée est **2HA12+1HA14 = 3.799 cm²**, ou bien avec le même ferrailage précédent en augmente le plancher CC avec (20+4) et notre flèche est vérifiée .

Solution a verifiée pour la flèche :

Tableau III.5 : la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	1.8525	<i>Mj</i>	3.344	σ_{stj}	53.679	<i>fji</i>	1.218
<i>g</i>	3.3865	<i>Mg</i>	6.113	σ_{stg}	98.129	<i>fgi</i>	2.699
						<i>fgv</i>	5.346
<i>p</i>	6.6365	<i>Mp</i>	11.979	σ_{stp}	192.302	<i>fpi</i>	6.000

$$-f = 7.429 \text{ mm} < f_{adm} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition de la flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

.Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	11.785	0,0394	0,050	0,176	1,93	1,41	1HA12+2HA10=3.05
	Appuis rive	-1.78	/	/	/	0,31	0,22	1HA10=0,79
	Appuis int	-7.07	0,153	0,210	0,165	1,23	0,22	2HA10=1,57
Etage courant	Travée	9.45	0.031	0,04	0,177	1,53	1,41	3HA10=2.35
	Appuis rive	-1.63	/	/	/	0,28	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	6.53	0,142	0,192	0,166	1,13	0.217	2HA10=1,57

RDC (commerciale)	Travée	17.05	0,043	0,055	0,176	2,12	1,41	1HA14+2HA12=3,79
	Appuis rive	-2,55	0,053	0,068	0,175	0,4	0,22	1HA10=0,79
	Appuis int	-10.72	0,305	0,469	0,146	2,76	0,22	1HA10+2HA12=3,05

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.7 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
			$V_u \leq 0,267ab_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	
Terrasse inaccessible	14.27 < 108,14	0.732 < 3,33	3.84 > 0.410	3.84 > 1.277	0.93 < 3,33
Etage courant	13.18 < 108,14	0,732 < 3,33	3.14 > 0.378	3.14 > 1.18	0.860 < 3,33
RDC	20.77 < 108,14	1.15 < 3,33	4.58 > 0,597	4.58 > 1.783	1,356 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérifications des contraintes à ELS :

-Etat limite de compression du béton :

Tableau III.8 Vérification des états limites de compression du béton.

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	Travée	6.45	3.05	4.39	10306.37	2.748	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,29	0,79	5,45	2406	2.92	15	vérifiée
	Appuis int	-5.16	1.57	7.14	3990.8	9.231	15	vérifiée

Etagé courant	Travée	6.68	2.35	3.91	8293.28	3.14	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.18	0,79	5,45	2406	2.672	15	vérifiée
	Appuis int	-4.72	1.57	7.14	3990.8	8.44	15	vérifiée
RDC	Travée	11.98	3.79	4.85	12291.1	4.73	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.79	0,79	5,45	2406	4.05	15	vérifiée
	Appuis int	9.047	3.05	4.39	6135.42	13.32	15	vérifiée

◦ Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.9 Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etagé courant	RDC
$q_{jser}(\text{KN/m})$	1,8525	1.8525	1.8525
$q_{gser}(\text{KN/m})$	4.111458	3.3865	3,3865
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.7645	4.3615	6.6365
$M_{jser}(\text{KN.m})$	3.343	2.84	3.344
$M_{gser}(\text{KN.m})$	7.427	5.19	6.113
$M_{pser}(\text{KN.m})$	8.599	6.68	11.979
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	66.281	72.293	53.679
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	147.216	132.158	98.129
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	170.47	170.207	192.302
$f_{ij}(\text{mm})$	1.444	1.17	1.218
$f_{ig}(\text{mm})$	4.175	2.821	2.699
$f_{ip}(\text{mm})$	4.989	3.932	6
$f_{vg}(\text{mm})$	7.741	5.117	5.346
$\Delta f(\text{mm})$	7.11	5.058	7.429
$f_{adm}(\text{mm})$	7.6	7	7.6

Remarque :

La flèche est vérifiée dans tous les cas , donc le ferrailage est satisfait.

Schémas de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.10 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
RDC			

➤ III.2 Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

on a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèle aux poutrelles

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

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 20cm ($St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St=25\text{cm} \leq 30\text{cm}$).....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré (15×15)cm²

*** Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

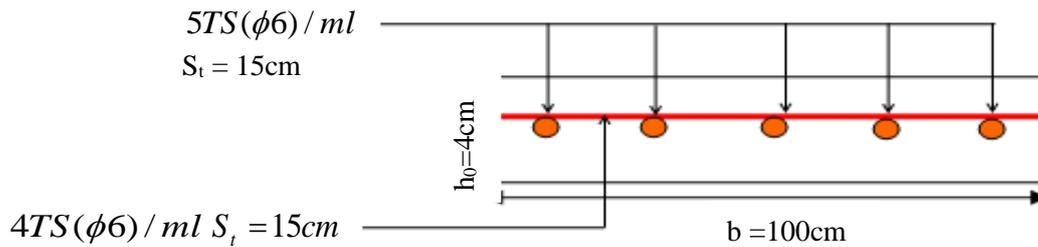


Figure III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prends les panneaux de dalle les plus sollicité et on ferraille les autres panneaux qui sont identique avec celui que on à trouvé.

✓ **Exemples des calcules :**

3.1. Dalle sur 2 appui (D2)

✓ **Caractéristique de la dalle :**

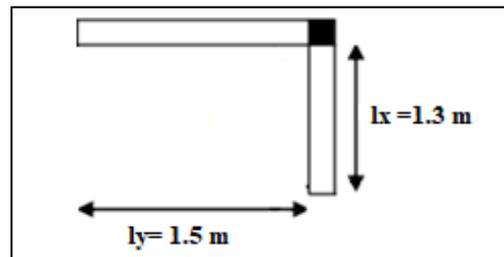
(Lx= 1.3m) ; (Ly= 1.5m)

G = 5.86 KN/m² ; Q= 3.5 KN/m²

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.86 > 0,4$ (selon 2 sens Lx et Ly)

◦ à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases}$

Figure III.4 Dalle sur 2 appuis (balcon).



❖ **Calcul a l'ELU**

✓ **Calcul de chargement.**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 13.161 \text{ KN/ml}$. Donc : $\begin{cases} M_{0x} = 1.10 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.777 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des moments corrigé(réel)

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} = 0.937 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_{0y} = 0.582 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -0.3309 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -0.3885 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ 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).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3 \text{ cm}$ ce qui donne $d = e - c = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$

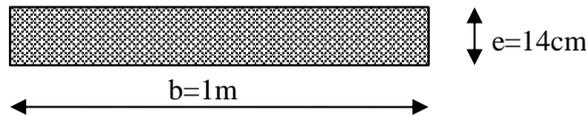


Figure III.5 Section de la dalle pleine à ferrailier.

• Condition de non fragilité :

Pour $e > 14 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$ donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3 - 0.86)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.198 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau III.11 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{Choisit} (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	0.937	0.005 7	0.004 2	0.109	0.247	1.198	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.582	0.003 3	0.004 2	0.109	0.1534	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	0.3309	0.001 9	0.002 4	0.109	0.08	1,198	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.3885	0.001 9	0.002 4	0.109	0.1	1.2	4HA8=2.01	25

• Vérification de ferrailage longitudinale

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,9825 \text{ cm}^2$ vérifiée.

$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$ vérifiée.

• Vérification sur le diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$$

L'espacement St

Selon x-y : charge répartie et F.N $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ vérifiée.

Vérification à l'ELU :

➤ Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{13.16 \times 1.3}{2} \times \frac{1.5^4}{1.5^4 + 1.3^4} = 5.47 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 3.56 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{9,830 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,049 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification à l'ELS

$$q_s = 9.36 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.688 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.546 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.12 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	0.5848	2.73	2740.2	0.58	15	Vérifiée
	Selon y	0.4095	2.73	2740.2	0.407	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.2064	2.73	2740.2	0.205	15	Vérifiée
	Selon y	0.273	2.73	2740.2	0.271	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

• Vérification de contrainte des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.13 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	0.5848	26.47	201,633	vérifiée
	Selon y	0.4095	18.53	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0.2064	9.34	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.273	12.35	201,633	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow \frac{14}{130} = 0,107 > 0,0425 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0182 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

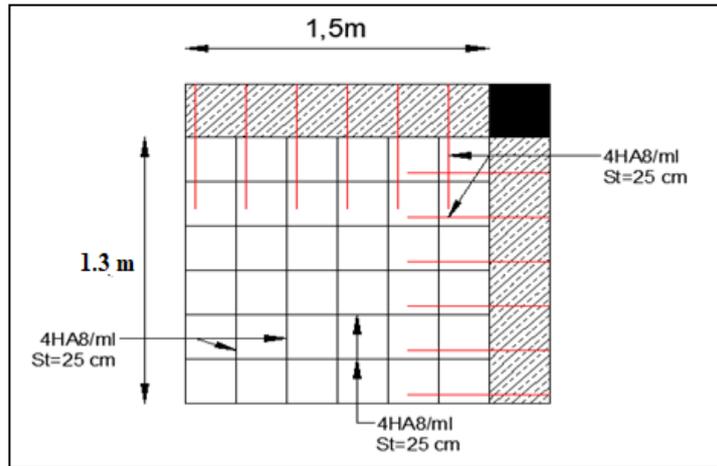
Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow \frac{14}{150} = 0,093 > 0,0375 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,00182 < 0,005 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y).
 - il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Figure.III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant)



3.2. Dalle sur 4 appuis (D3)

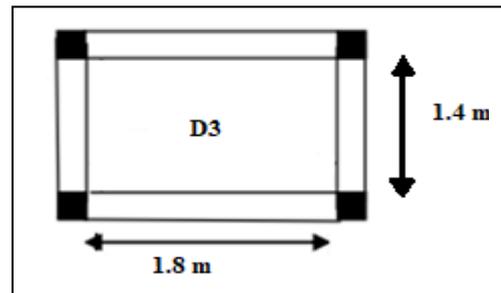
Calcul à l'ELU : $G = 5.86 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0,4 \text{ (selon 2 sens } L_x \text{ et } L_y)$$

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 10.16 \text{ KN/ml}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = 1.19 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.645 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tab III.14. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis. **Figure III.7.** Dalle sur 4 appuis (ASC).

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	0.9	0.0052	0.0065	0.109	0.237	1.32	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.48	0.0028	0.0035	0.109	0.126	1.32	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	0.48	0.0034	0.0043	0.109	0.15	1,32	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.33	0.0018	0.0023	0.109	0.084	1.32	4HA8=2.01	25

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14\text{mm}$$

L'espacement St

Selon x-y : charge répartie et F.N $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ vérifiée.

Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

$$*V_u^x = 4.75 \text{ KN} \Rightarrow V_u^y = 6.58 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.0598 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Pas risque de rupture par cisaillement .

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 7.36 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.95 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.15 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	0.715	2.3	2687.6	0.6	15	Vérifiée
	Selon y	0.48	2.3	2687.6	0.409	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.48	2.3	2687.6	0.406	15	Vérifiée
	Selon y	0.32	2.3	2687.6	0.271	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

- Vérification de contrainte des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Tableau III.16 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	0.715	34.75	201,633	vérifiée
	Selon y	0.48	23.32	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0.48	23.32	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.32	15.55	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow \frac{14}{140} = 0.1 > 0.0425 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0182 > 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0.077 > 0,0375 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

sens Y-Y :

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0182 > 0,005 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

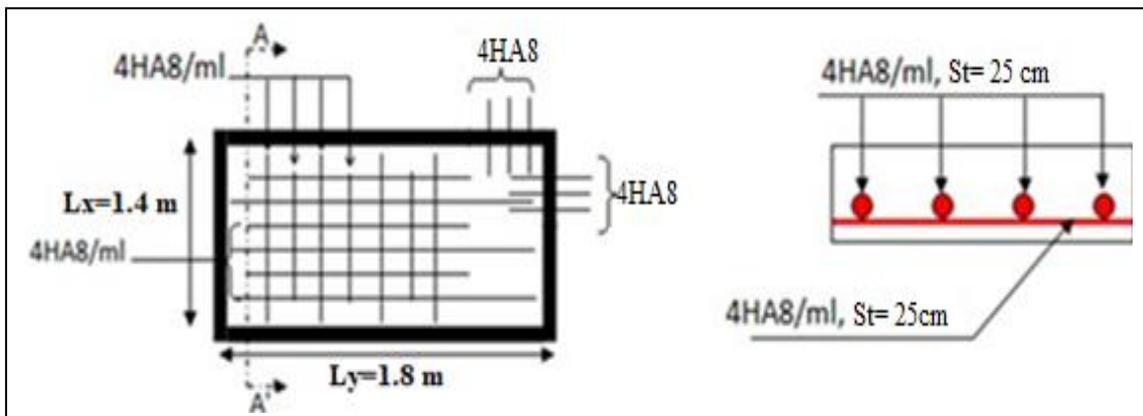


Figure.III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.3. Dalle sur 3 appuis (D1)

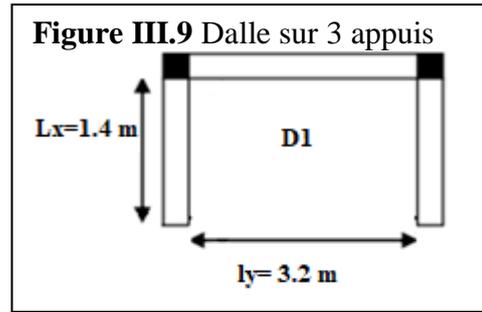
$G = 6.06 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.437 > 0,4$ (selon 2 sens L_x et L_y)

Calcul à l'ELU

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 13.43 \text{ KN/ml}$

Donc : $\begin{cases} M_{0x} = 2.50 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.627 \text{ KN.m} \end{cases}$



Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	2.125	0.012 3	0.0155	0.109	0.558	1.32	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.531	0.003 0	0.0038	0.109	0.139	1.32	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	1	0.005 8	0.0073	0.109	0.262	1,32	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.250	0.001 4	0.0018	0.109	0.065	1.32	4HA8=2.01	25

• Vérification sur le diamètre des barres

$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

* $V_u^x = 5.82 \text{ KN} \Rightarrow V_u^y = 6.97 \text{ KN}$

$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.0633 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

-Pas risque de rupture par cisaillement .

• Vérification à l'ELS

$q_s = 9.56 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.195 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.055 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau III.17 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	Selon x	0.166	2.3	2687.6	0.141	15	Vérifiée
	Selon y	0.047	2.3	2687.6	0.040	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.078	2.3	1538.7	0.066	15	Vérifiée
	Selon y	0.022	2.3	1538.7	0.033	15	Vérifiée

Tableau III.18 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	0.166	8.08	201,633	vérifiée
	Selon y	0.047	2.30	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0.078	3.80	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.022	1.89	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{130} = 0.107 > 0.0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0182 > 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

SensY-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{320} = 0.0437 > 0,0375 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.00182 < 0,005 \Rightarrow$ condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

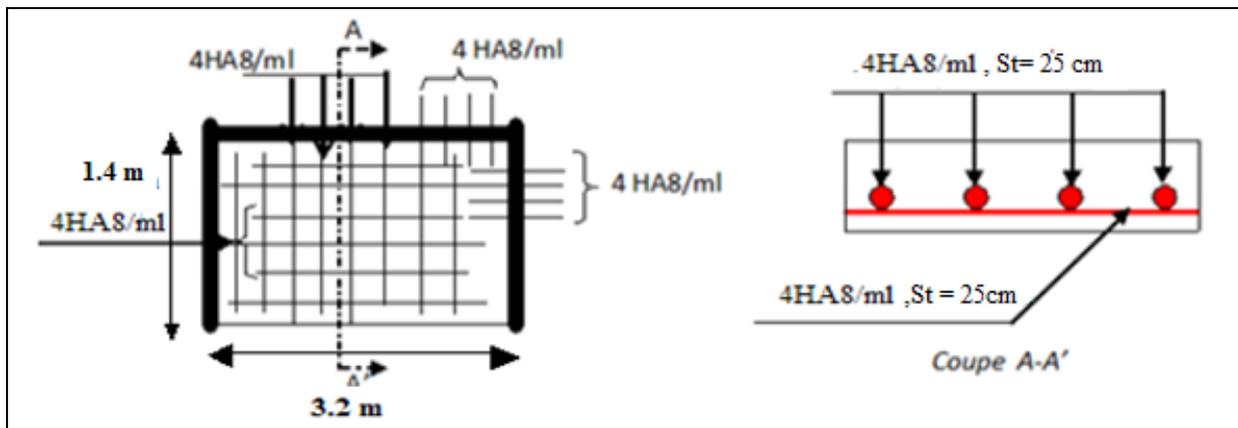
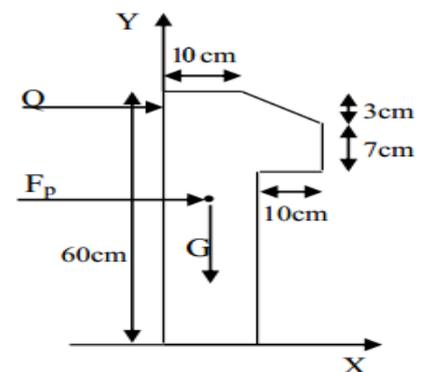


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.4. Etude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitées par un acrotère il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de ponté contre la forme de ponté Contre l'infiltration des eaux pluviale.

Il est considéré comme une console verticale encastrée a ça Base Soumis à son poids propre G une force latérale due a l'effort Fp et une charge horizontale Q due à la main courante.



a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

Figure III.11. Coupe transversale de l'acrotère.

/	Q (KN/ml)	G0 (KN/ml)	G1 (KN/ml)	Wp (KN/ml)	Fp (KN)
Terrasse inaccessible	1	1.7125	0.42	2.13	1.0236

b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre : $G_t = 2.1325 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A = 0.15 \text{ (RPA)} . C_p = 0.8 . W_p = 2.1325 \text{ KN/ml}.$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.1325 \Rightarrow F_p = 1.0236 \text{ K}$

Calcul de centre de gravité de la section $G(X_G; Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6.204 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 33.025 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations

$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2.1325 \text{ KN}; M_G = 0 \text{ KN.m}$

L'acrotère est sollicité par : $M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1.0236 \times 0.33025 = 0.338 \text{ KN.m}.$

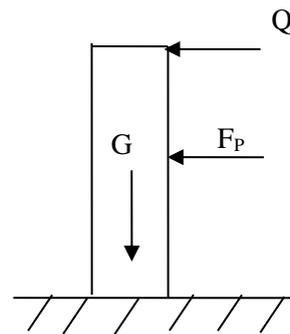


Figure III.12 Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

Les combinaisons d'action : Tableau III.19 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

/	ELU accidentel	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.13	2.87	2.13
M (KN.m)	0.94	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0.94}{2.13} \Rightarrow e_1 = 0.441 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0,10 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul $= e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

avec : $h =$ hauteur de l'acrotère $= 60\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864\text{m} = 8.64\text{cm}.$$

D'où : $e = 44.1 + 0.864 + 2 = 46.964\text{ cm} = 47\text{ cm}$.

Les sollicitations de calcul deviennent :

Ferraillage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2.13\text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2.13 \times 0.47 = 1.001\text{ KN.m} \end{cases}$$

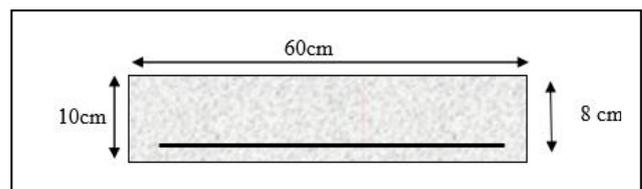


Figure III.13 Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferraillage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1.001 + 2.13 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) \Rightarrow M_f = 1.06\text{KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,00896.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,011$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08m.$$

$$A_r = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{0,08 \times 348} = 0,38cm^2.$$

-Calcul à la Flexion composée :

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_r - \frac{N_u}{f_{st}} = A_s = 0,38 \times 10^{-4} - \frac{2.13 \times 10^{-4}}{348} = 0,3738cm^2.$$

a) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966cm^2$$

$$A_{\min} = 0,966cm^2 > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01cm^2/ml.}$$

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025cm^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA6 = 1,13 cm^2/ml.}$$

▪ Espacement

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25cm \Rightarrow \text{on prend } S_t = \mathbf{25cm.} \\ \text{Armatures de répartition : } S_t \leq \frac{80}{4} = 20cm \Rightarrow \text{on prend } S_t = \mathbf{25cm.} \end{array} \right\}$$

▪ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq 2,5Mpa.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.06 + 1 \Rightarrow V_u = 2.06 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2.06}{1 \times 0.08} = 0.02575 < \bar{\tau} = 2.5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

b) Vérification à l'ELS Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont : 1. Contrainte limite de l'acier. 2. Contrainte limite du béton.

$$d=0.08m ; N_{ser} = 2.13 \text{ KN} ; M_{ser}=0.6\text{KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

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

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}.$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.13} = 0.281 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal } N_{ser} \text{ est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.}$$

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c \dots c = e_0 - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.5 - 0,28 = -0,23 \text{ m}$$

On a N (compression) donc $c = -0,27 \text{ m}$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0.$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad P = -0.15 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad q = 0.02 \text{ m}^2.$$

◦ $y_c^3 - 0.15 \times y_c + 0.02 = 0.$ Par tâtonnement ; $y_c = 0.28 \text{ m}$ donc $y = 0.05 \text{ m}$

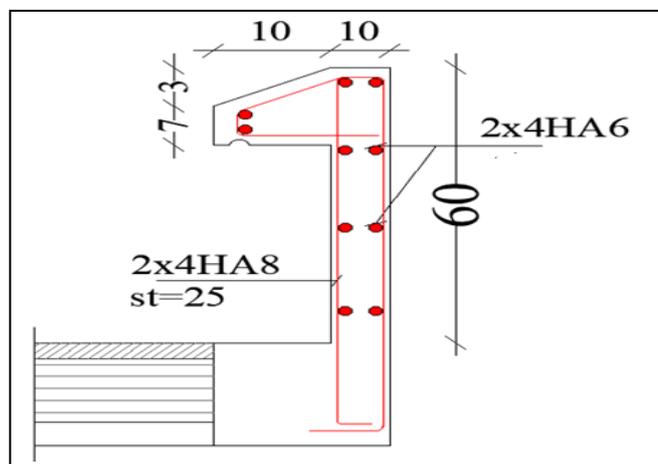
$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,05) = 1.159 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.5 \times 2.13 \times 10^{-3}}{1.159 \times 10^{-3}} = 0.0918 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{2.13 \times 10^{-3}}{1.159 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,05) = 0.827 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

D'ou toutes les condition sont vérifiée:

Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère (2 Terrasse inaccessible).



III.5- Etude des poutres de chaînages :

Définition : D'après l'article CBA 93 (B6.8.3), les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux. Dans notre cas on aura besoin des poutres de chaînages horizontales, elles supportant des murs en béton ou en maçonnerie.

-la figure du schéma de disposition des poutres de chaînages est dans (la page 8 figure II.4)

Dimensionnement :

On adopte : **h = 20 cm ; b = 30cm.**

.Calcul des sollicitations :

La poutre de Chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

$L_{\text{plancher}} = 0.65 \text{ m}$ (sans contraire de la disposition des poutrelle)

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,2 \times 0,3 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
- Poids des murs : $P_m = 2.67 \times (3.4-0.35) \Rightarrow P_m = 8.14 \text{ KN/m}$.
- Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 5 \text{ KN/m}^2$.

RDC (donne les sollicitations les plus défavorables) : Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (5,21 \times 0.65 + 8.14) + 1,5 \times (5 \times 0.65 + 0.3) = 20.88 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (5,21 \times 0.65 + 8.14) + 5 \times 0.65 + 0.3 = 15.076 \text{ KN/ml}$

-Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 30.17 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = \mathbf{25.64 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = \mathbf{-15.085 \text{ KN.m}} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \mathbf{35.5 \text{ KN.}}$$

-Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 21.78 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = \mathbf{18.517 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = \mathbf{-10.9 \text{ KN.m}}$$

Etage courant :

ELU : $q_u = 1,35 \times (5,21 \times 1.55 + 7.23) + 1,5 \times (1.5 \times 1.55 + 0.3) = 25.82 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (5,21 \times 1.55 + 7.23) + 1.5 \times 1.55 + 0.3 = 18.84 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 31.01 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = \mathbf{26.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = \mathbf{-15.505 \text{ KN.m}} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \mathbf{38.13 \text{ KN.}}$$

➤ Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 22.63 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = \mathbf{19.23 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = -11.315 \text{ KN.m}$$

Ferrailage : Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte d= 28 cm.

Tableau III.20 Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

RDC	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	25.46	0,076	0,098 9	0,268	2.72	1,01	3HA12= 3.39
En appuis	15.08 5	0,045	0,058	0,273	1.587	1,01	3HA10= 2.36
ETAGE Courant	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	26.36	0,079	0,102	0,268	2.83	1,01	3HA12 = 3.39
En appuis	15.5	0,046	0,058	0,273	1.63	1,01	3HA10 = 2.36

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{38.13 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.453 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 ⇒ A_t = 4HA8 = 2,01 cm².

✓ **L'espaceur (CBA art A.5.1.2.2)**

1) S_t ≤ min(0,9d , 40cm) ⇒ S_t ≤ 25.2cm.

2) S_t ≤ $\frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$ ⇒ S_t ≤ 0cm.

3) S_t ≤ $\frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}$ ⇒ S_t ≤ 113cm.

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espaceur S_t ≤ min(h ; 25 cm).

on prend S_t = 15 cm.

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.21 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

/	M ^s (KN. m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)
En Travée	19.23	8.19	2.5 × 10 ⁻⁴	6.24	15
En Appuis	11.315	7.03	1.9 × 10 ⁻⁴	4.18	15

.Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

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

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}$.

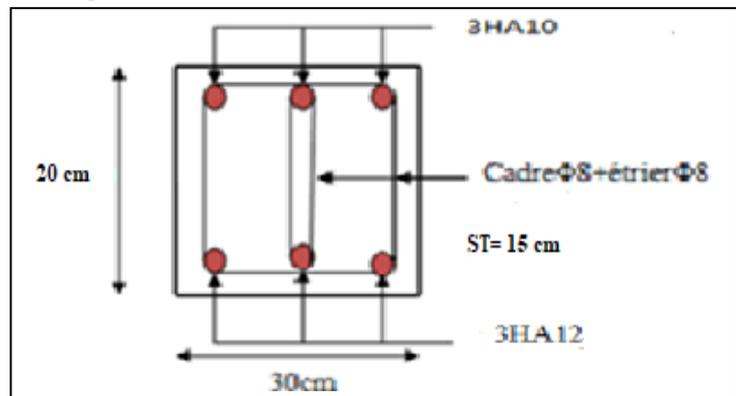
➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) \Leftrightarrow \frac{30}{340} = 0,088 > 0,064 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{30 \times 28} = 0,00403 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
3. $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

- La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

-Le schéma de ferrailage (poutre de chaînage) :

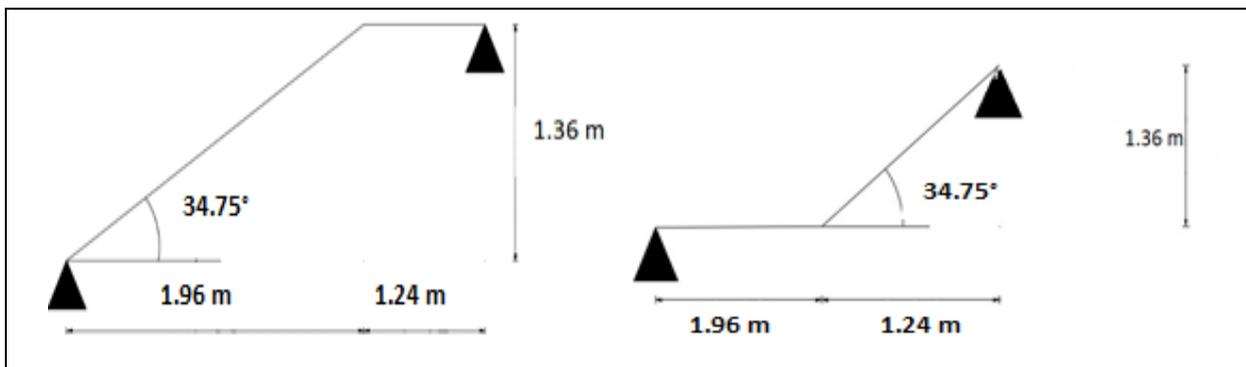
Figure III.15
Ferrailage de la Poutre de chaînage
(Poutre noyée)



III.6. Etude des escaliers

III.6.1. ESCALIERS : .étages courants (type 1)

Figure III.16 Schéma d'une volée 1-3 d'étage courant.



Palier: $G_p = 5,4 \text{ KN/m}^2$. $Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

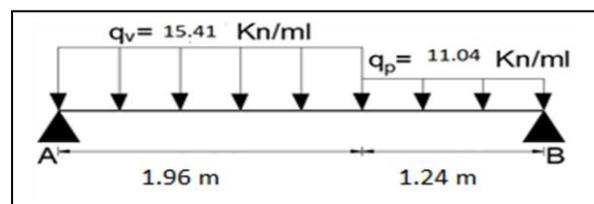
❖ **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 1 et 3 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,64] + [1,5 \times 2,5] = 15,41 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,54 + 2,5] = 11,04 \text{ KN/ml}$.

✓ Sur la palier :



ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5.4] + [1,5 \times 2,5] = 11.04 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [5.4 + 2,5] = 7.9 \text{KN/ml}$.

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [1,24 \times 11.04] + [1,96 \times 15.41] = 43.894 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{\left[\left(11.04 \times \frac{1.24^2}{2} \right) + 15.41 \times 1,96 \left(\frac{1.96}{2} + 1.24 \right) \right]}{3.2} = 23.60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B^u = 20.28 \text{ KN}$$

ELS : de la même manière que l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 14.78 \text{ KN} ; R_A^s = 16.85 \text{ KN}.$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,96 \text{m}$$

$$T(x) = R_A - 15.41x = 23.60 - 15.41x$$

$$T(0) = 23.6 \text{ KN}$$

$$T(1.96) = -6.6 \text{ KN}$$

$$M(x) = 23.60x - 15.41 \frac{x^2}{2} \dots \dots M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\text{max}) = 23.60 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 18.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1.54) = 18.07 \text{ KN.m} \quad \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 3.025 \text{ m}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$0 \leq x \leq 1.24 \text{ m}$$

$$M(x) = -5.52x^2 + 20.28x \dots \dots \dots \begin{cases} T(\text{max}) = 19.87 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 16.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.96 \text{m}$$

On trouve : $M^{\text{max}}(1.54) = M_0 = 18.07 \text{ KN.m} ; V^{\text{max}} = R_A = 23.60 \text{ KN}$.

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0.85 \times 18.07 = 15.20 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 18.07 = -8.94 \text{ KN.m}$$

Ferraillage : Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×15)cm². les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; e = 15 cm ; C=2cm. d=13 cm.

Tableau III.22 Résultats des ferraillages des volées 1-3 des l'étages courants.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	15.2	0.047	0.06	0,146	2.99	1.81	4HA10=3.14	25
En appui	-8.94	0.027	0.03	0,147	1.74	1,81	4HA8=2.01	25

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant :** $V^{max} = 23.6 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{23.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.181 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas risque de cisaillement).

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

⇒ $R_B^S = 14.78 \text{ KN}$; $R_A^S = 16.85 \text{ KN}$. $M_0 = 12.71 \text{ KN.m}$ (x=1.51m)

$M_t^{max} = 10.8 \text{ KN.m}$; $M_a^{max} = -6.35 \text{ KN}$.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$q_v^s = G + Q = 8.64 + 2,5 = 11,14 \text{ KN/ml}$.

$q_p^s = G + Q = 5.4 + 2,5 = 7.9 \text{ KN/ml}$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-4}(\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma'_{bc}(\text{MPa})$	Observation
En travée	10.8	3.439	8786.97	4.22	15	Vérifiée
En appuis	-6.35	2.81	5992.86	2.98	15	Vérifiée

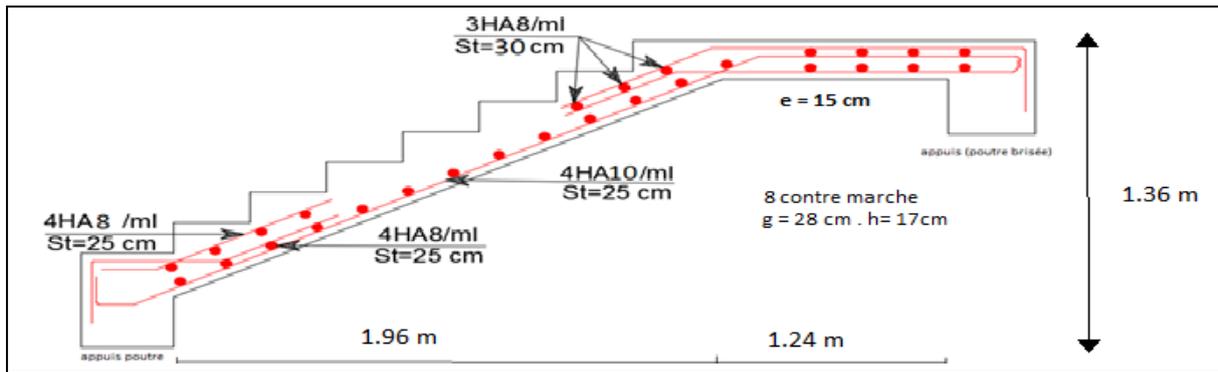
➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{320} = 0,047 > 0,0424 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,00241 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions sont satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche. (**Figure III.17**)

Schéma de ferrailage de l'escalier type 1-3 étage courant (volée).



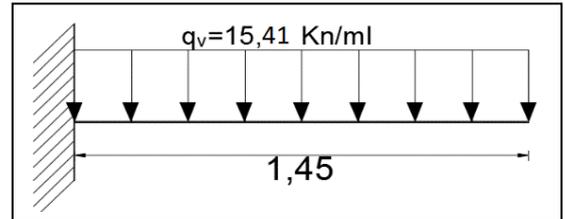
.Calcul à l'ELU :

$G_v = 8,64 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

La charge qui revient sur la volée :

$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,41 \text{ KN/ml}$

Par la méthode de RDM on trouve :



1. Calcul des moments à l'ELU et l'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{15,41 \times 1,45^2}{2} + 1,62 \times 1,45 \right] = -18,54 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = - \left[\frac{11,14 \times 1,45^2}{2} + 1,2 \times 1,45 \right] = -13,45 \text{ KN.m/ml}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$V_u = R_C^U = 15,41 \times 1,45 + 1,62 = 23,96 \text{ KN}; V_s = R_C^S = 11,14 \times 1,45 + 1,2 = 17,77 \text{ KN}$

a) Ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Résultats des ferrailages palier de l'étages courants.

Zone	M_u (KNm/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	-18,54	0,051	0,065	0,155	3,44	1,81	4HA12=4,52	25

➤ **Armatures de répartition**

$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $A_r = 4HA8/\text{ml}$
 $= 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,184 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$condition vérifiée.

b) Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

As = 4,52cm²; M_{ser} = 13.45KN.m; y = 4.02 cm ; I = 11895.96 cm⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{13.45 \times 4.02}{11895.96} \times 10^3 = 4.54MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,45} = 0,103 > 0,05 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

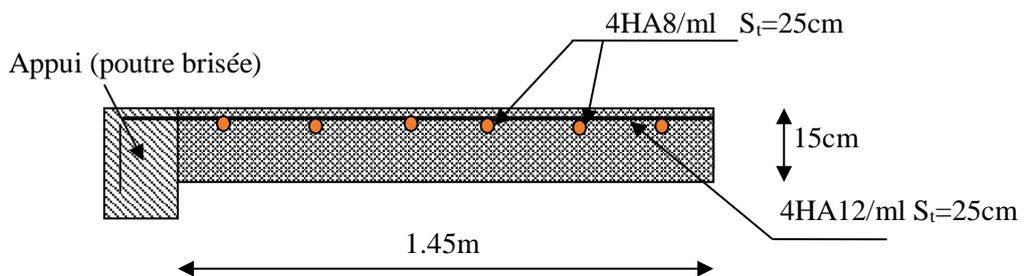
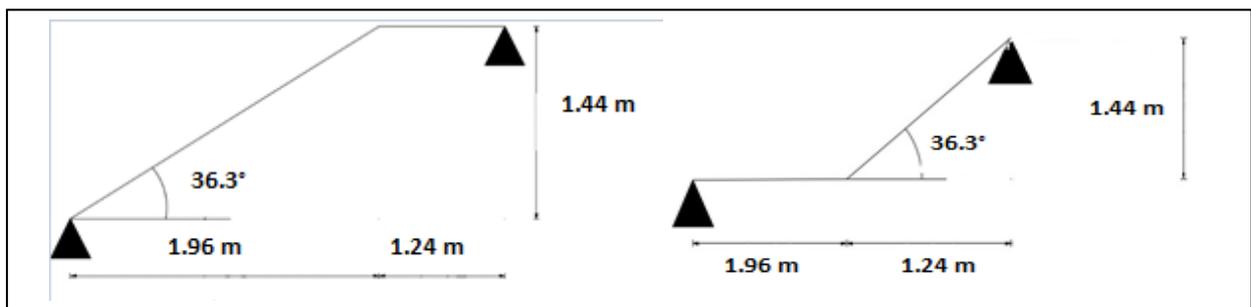


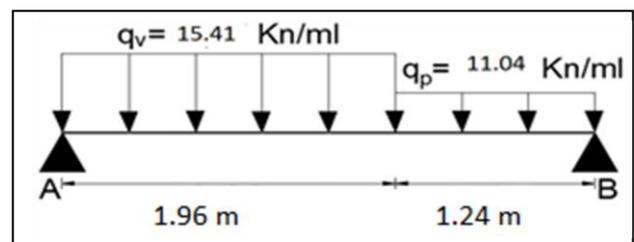
Figure III.18 Schéma de ferrailage de la volée 2 étages courants et RDC

• **ESCALIERS RDC (type 2)** **Figure III.19** Schéma d'une volée 1-3 RDC .



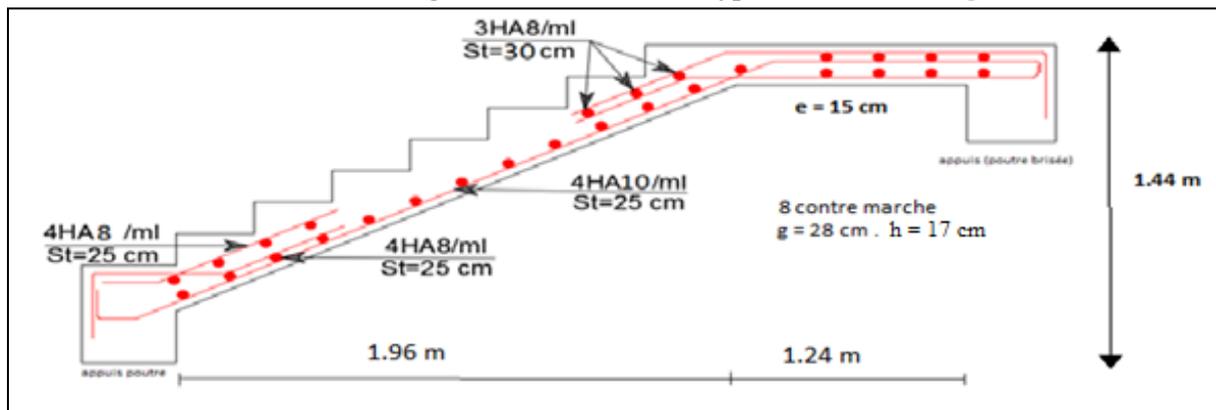
Combinaison de charges :

Les mêmes calculs que l'escalier des étages courantes (une légère différence dans la virgule seulement) juste la différences dans la hauteur comme le montre le schéma en



dessous du ferrailages RDC le même que étage courant.

• Schéma de ferrailage de l'escalier volée type 1-3 RDC : (Figure 20)

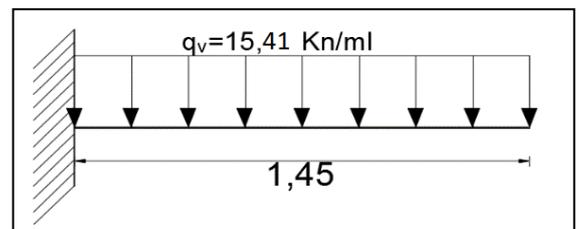


Calcul à l'ELU :

$$G_v = 8,64 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,41 \text{ KN/ml}$$



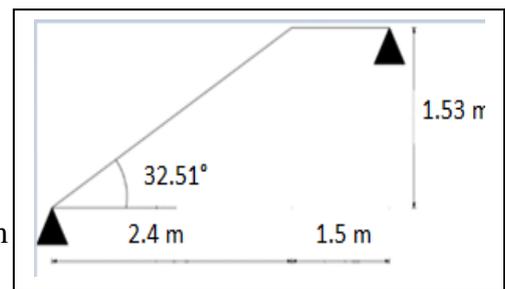
REMARQUE : Par la même méthode que le précédent

on trouve les mêmes résultats et le même ferrailage aussi.

• ESCALIERS RDC : (type 3)

Calcul à l'ELU : Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 28,78 \text{ KN} ; R_B = 24,75 \text{ KN} ; M_0 = 18,68 \text{ KN.m}$$



$$M_t^{\max} = 0,85 \times M_0 = 15,87 \text{ KN.m} ; M_a = -0,5 \times M_0 = -9,34 \text{ KN.m} ; V^{\max} = 28,78 \text{ KN}$$

➤ Calcul du Ferrailage :

$$F_{PN}, e = 16 \text{ cm}, d = 14 \text{ cm}, b = 1 \text{ ml}, M_t = 15,87 \text{ KN.m} ; M_a = -9,34 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.

Localisation	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm^2/m	A_{min}	A_{adopt} cm^2/m	st
En travée	0.057	0.073	0.135	3.37	1.69	4HA12 = 4.52	25cm
En appuis	0.052	0.067	0.136	3.09	1.69	4HA10 = 3.14	25cm

➤ Vérifications

✓ Calcul à ELU

- Vérification de l'effort tranchant: $V^{\max} = 23,31 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{28.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0.205 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armatures transversales (ya pas risque de cisaillement).

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.54}{4} = 1.135 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^S = 16.81 \text{ KN} ; R_A^S = 20.55 \text{ KN. } M_0 = 17.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 14.65 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = -8.165 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Observation
En travée	14.65	3.731	8879.33	6.15	15	Vérifiée
En appuis	-8.165	3.19	6585.87	3.95	15	Vérifiée

-Vérification de la flèche

1. $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{16}{360} = 0,0444 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52}{100 \times 16} = 0,002825 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions sont satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

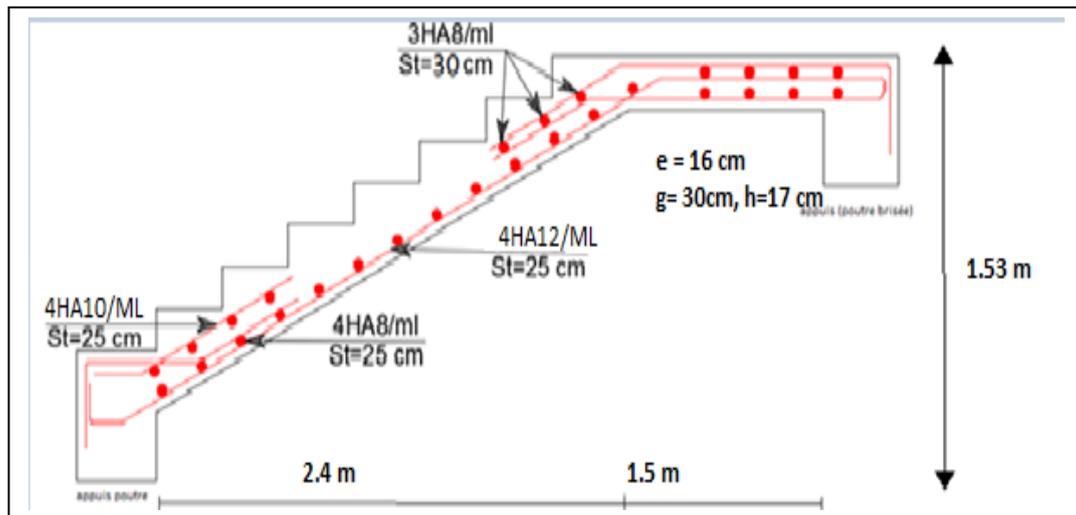
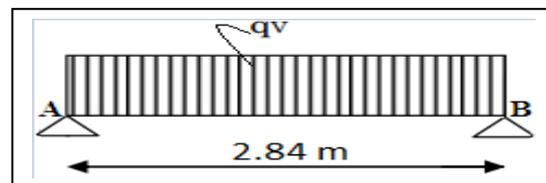


Figure III.21 schéma de ferrailage de l'escalier (type 3).

• ESCALIERS RDC (type 4)

Calcul à l'ELU : Par la méthode RDM on trouve $R_A = R_B = 21.88 \text{ KN}$; $M_0 = 15.09 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 13.192 \text{ KN.m}$.
 $M_a = -7.76 \text{ KN.m}$; $V^{\max} = 21.88 \text{ KN}$



➤ Calcul du Ferrailage :

FPN, $e=16 \text{ cm}$, $d=14 \text{ cm}$, $b=1 \text{ ml}$, $M_t=13.19 \text{ KN.m}$; $M_a=-7.76 \text{ KN.m}$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27 Résumé des résultats de ferrailage.

Localisation	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm^2/m	A_{min}	A_{adopt} cm^2/m	st
En travée	0.047	0.060	0.136	2.78	1.69	4HA10 = 3.14	25cm
En appuis	0.027	0.035	0.138	1.615	1.69	4HA8 = 2.01	25cm

➤ Vérifications

✓ Calcul à ELU

- Vérification de l'effort tranchant: $V^{\max} = 21.88 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{21.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0.156 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas risque de cisaillement).

➤ Calcul des armatures de répartition: on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm^2/ml .

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : 3HA8/ml = 1.51 cm^2/ml .

➤ Vérification des espacements: on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^S = R_A^S = 15.81 \text{ KN. } M_0 = 11.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 9.545 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = -5.615 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I× 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σbc(MPa)	σ' bc(MPa)	Observation
En travée	9.545	3.19	8810.87	3.45	15	Vérifiée
En appuis	-5.615	2.62	8447.6	1.74	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{16}{284} = 0,056 > 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 16} = 0,00196 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

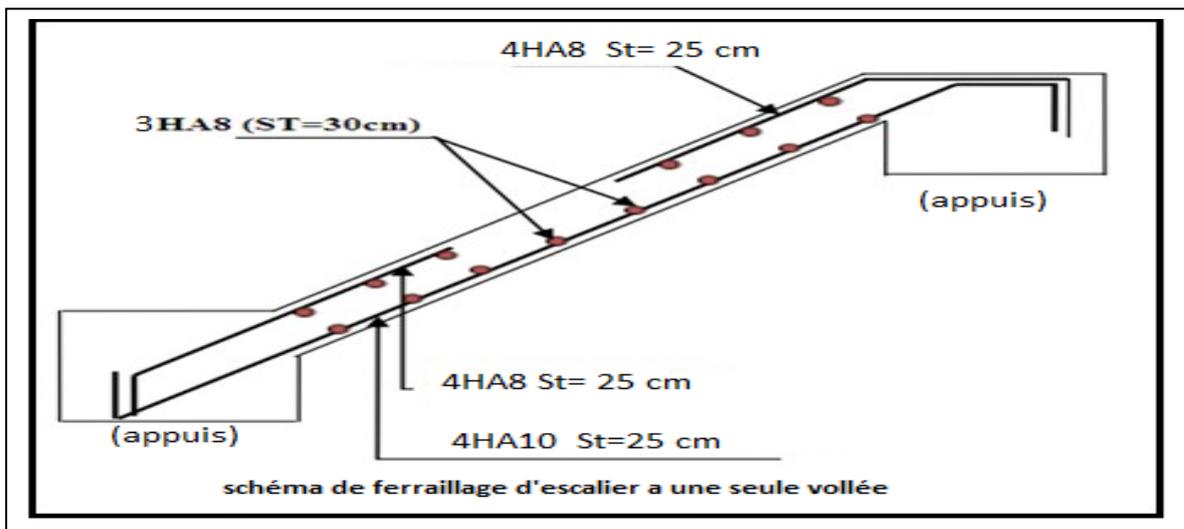


Figure III.22 schéma de ferrailage de l'escalier (type 4).

III.6.2. Etude de la poutre brisée

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

TYPE 1 (étage courant) :

Dimensionnement : (Exigences du RPA99/2003)

- $h \geq 30$; $b \geq 20$; $h/b < 4$.

- $(l_{max}/15) \leq hp \leq (l_{max}/10)$

$L = 1.45 + 0.689 + 1.45 = 3,6 \text{ m} \Rightarrow 0.2393 \text{ m} \leq hp \leq 0.36 \text{ m}$

On opte pour (30×30) .

Calcul à la flexion simple

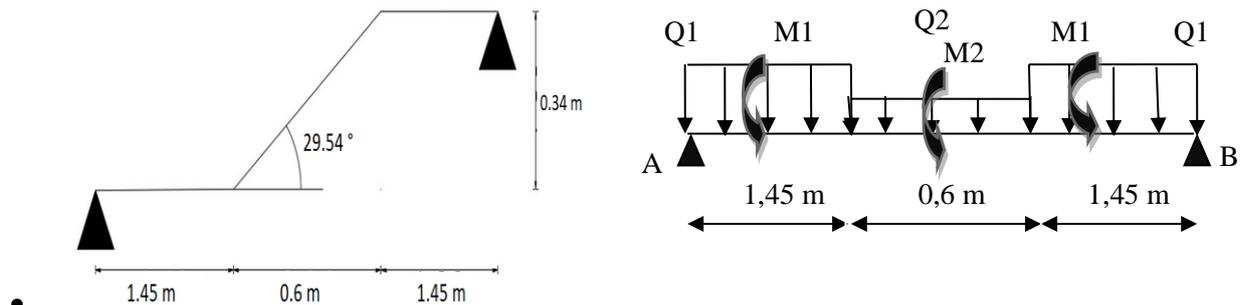


Figure III.23 Schéma statique de la poutre brisée.

-Calcul des charges :

La poutre est soumise à son Poids propre :

Partie horizontale : $P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN / ml}$.

Partie incliné : $P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 29,54} = 2,58 \text{ KN / m}$

-Poids du mur : $P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{PS}) = 2,67 \times 1,23 = 3,28 \text{ KN / ml}$

- ELU : $Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U$; $Q_2 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_B^U$.

- ELS : $Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S$; $Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_B^S$.

Avec : $ELU : \begin{cases} R_A^U = 23,6 \text{ KN/ml} \\ R_B^U = 23,96 \text{ KN/ml} \end{cases}$ $ELS : \begin{cases} R_A^S = 16,85 \text{ KN/ml} \\ R_B^S = 17,77 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Donc : $ELU \begin{cases} Q_1^U = 31,065 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 31,87 \text{ KN/m} \end{cases}$ $ELS \begin{cases} Q_1^S = 22,38 \text{ KN/m} \\ Q_2^S = 23,63 \text{ KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

1. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$ELU : R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,45 + Q_2^U \times \frac{0,6}{2} = 54,6 \text{ KN}$

$ELS : R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,45 + Q_2^S \times \frac{0,6}{2} = 39,54 \text{ KN}$

D'après le 2^{ème} tronçon $1.45m \leq x \leq 2.05m \dots \frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.75$

On trouve : $M_0^u(1,725)=50.475KN.m$; $M_0^s(1,725) = 40.98KN.m$

2. Calcul des sollicitations

ELU : En travée : $M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 42.90KN.m$

En appuis : $M_a^u = -0,5M_0^u = -25.237KN.m$

•ELS : En travée : $M_t^s = 0,85 \times M_0^s = -34.83KN.m$

En appuis : $M_a^s = -0,5 \times M_0^s = -20.49KN.m$

• **Vmax = 56.24 KN.**

3. Le ferrailage

Tableau III.29 Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
Travée	42.9	0.128	0.171	0.26	1.01	4.74
Appui	25.23	0,0755	0.098	0.269	1.01	2.69

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{54.6 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0.669MPa < \overline{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625cm^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ Avec : } M_{tor}^a = 18.54 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{18.54 \times 3.5}{2} = 32.445 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32.445 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 5.19MPa > 3,33MPa. \text{ condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque : On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (35 \times 40)cm^2$

En recalculons : e et Ω .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83cm \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74cm^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32.445 \times 10^{-3}}{2 \times 996.74 \times 10^{-4} \times 5.83 \times 10^{-2}} = 2.79MPa$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{54.6 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2.79)^2 + (0.41)^2} = 2.819 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2.819 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec: } \mu : \text{périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{32.445 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.099674} = 6.8 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que $b = 35 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$.

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.60 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée : $A_l = A_l^f + A_l^T / 2 = 4.74 + 6.8 / 2 = 8.14 \text{ cm}^2$ Soit : 6HA14 = 9.23 cm²

En appuis : $A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2.79 + 6.8 / 2 = 6.19 \text{ cm}^2$ Soit : 6HA12 = 6.79 cm²

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1.02 + 0.51 = 1.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELS** :

Tableau III.30 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	31.96	13.08	111742.23	3.95	15
En appuis	18.8	12.24	88979.33	2.85	15

• Vérification de la flèche :

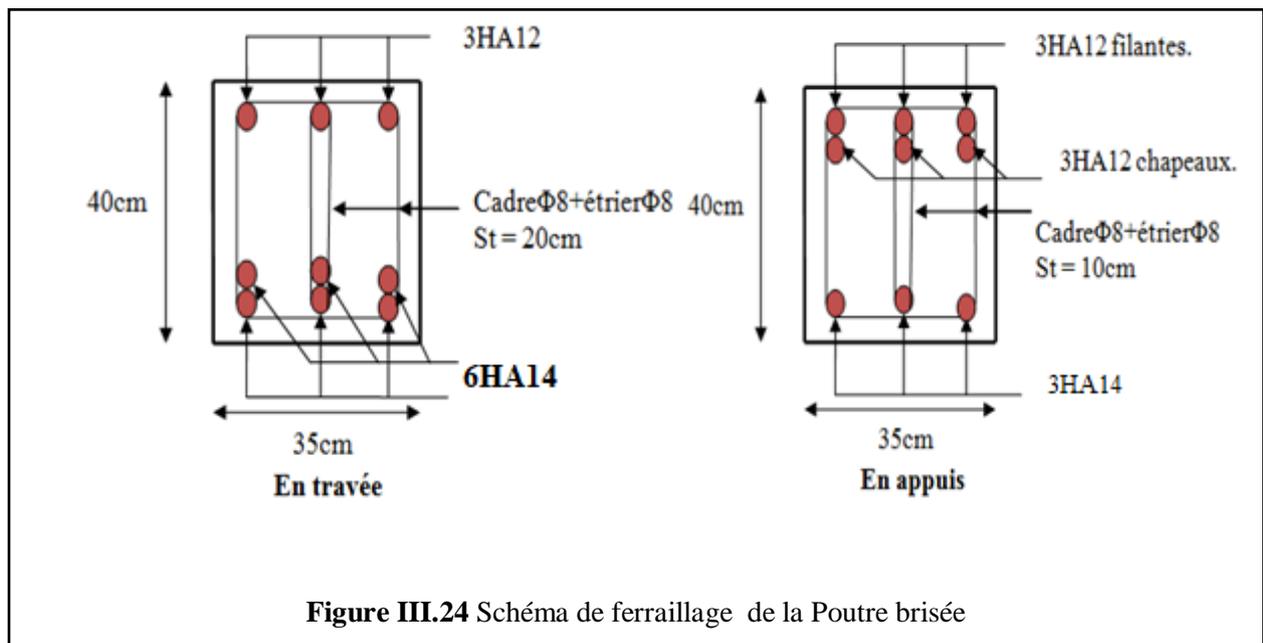
1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{350} = 0.114 > 0.0850 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9.23}{35 \times 38} = 0,00693 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. $L=3.5m < 8m$.la condition est vérifiée.

Les trois conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ Le schéma de ferrailage



Calcul des sollicitations :

-TYPE 2 (RDC) :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$P_u = 1,35(G_0 + G_1) + 15.41 = 30.43 \text{ Kn/ml}$

$P_s = (G_0 + G_1) + 11.14 = 22.265 \text{ Kn/ml}$

Tableau III.31 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

$M_{0u} \text{ (Kn.m)}$	$M_{au} \text{ (Kn.m)}$	$M_{tu} \text{ (Kn.m)}$	$V_u \text{ (KN)}$
50.4	-25.2	42.83	55.38
$M_{0s} \text{ (Kn.m)}$	$M_{as} \text{ (Kn.m)}$	$M_{ts} \text{ (Kn.m)}$	/
36.87	-18.43	31.34	/

-Remarque :

En vue des résultats obtenue lors des calculs de notre poutre brisée TYPE 1 sont identique à ceux de TYPE 2 pour cela en la ferraille de la même façon que celle en dessus (étage courant) ; donc notre escalier aura la même poutre brisée pour tous les niveaux.

III.7 Etude de la dalle des salles des machines

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (suivant l'annexe I).

- Course maximale est de 50m. • F_c : Charge due à la cuvette = 120KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN. • D_m : Charge due à la salle des machines = 82KN.
- P_p : La charge nominale = 6.3 KN • La vitesse $V = 1\text{m/s}$
- Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = (1.8 \times 1.7) \text{ (m}^2\text{)}$ • Passage libre = $(120 \times 100) \text{ (cm}^2\text{)}$.
- Détermination minimale de la locale machine = $(180 \times 420 \times 200) \text{ cm}^3$.
- Passage libre = $(120 \times 100) \text{ (cm}^2\text{)}$.

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes auxquelles elle est soumise (machine + ascenseur), après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines on a adopté une épaisseur de 14 cm.

$$l_x = 1.80\text{m}, l_y = 1.70\text{m} \text{ dans une surface } S = (1.80 \times 1.70) = 3.06\text{m}^2.$$

7.1. Dalle sous la machine (ascenseur)

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton armé : $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,14 = 3,5\text{KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) :

$$G_{cuvette} = \frac{F_c}{S} = \frac{120}{3,24} = 37,037\text{KN/m}^2.$$

Poids propre du revêtement :

$$G_{\text{revêtement en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1\text{KN/m}^2$$

La charge totale c'est : $G_t = 41,637\text{KN/m}^2$.

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2.$$

Chargement d'exploitation :

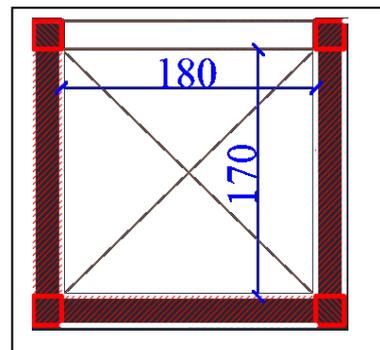
$$L'ELU : q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 58.46\text{KN/m}^2.$$

$$L'ELS : q_s = G_t + Q = 43.137\text{KN/m}^2.$$

b. Calcul des sollicitations

Calcul des moments (Cas d'une charge répartie)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \text{ [Annexe I]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.07 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.12 \text{ KNm} \end{cases}$$

c. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=11cm . Tableau de ferrailage.

Tableau III.32 Calcul des ferrillages selon les deux sens.

Position	Sens	M _{ELU} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	d (m)	At (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	6	0.034 9	0.044	0.108	0.11	1.596	4HA8=2,01	20
	y-y	5.202	0.030 2	0.0384	0.108	0.11	1.384	4HA8=2,01	20
En appuis	x-x	2.12	0.012 3	0,0154	0,109	0,11	0.558	4HA8=2,01	20
	y-y	1.836	0.010 6	0.0133	0.109	0.11	0.484	4HA8=2,01	20

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

Pour e > 12cm et ρ ≥ 0,4 ; avec F_e=400 MPa → ρ₀ = 0,0008

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0.94)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,1536 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 11 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328 \text{ cm}^2$$

donc on ferraille avec A_{min}

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale**

A_{ty} ≥ A_{tx} / 4 = 0,50 cm.....vérifiée

d. Vérification nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

ρ = 0.94 > 0,4 ⇒ Dalle travail selon les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{4} = 24.845 \text{ KN} \dots \tau_u = \frac{26.307 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0,239 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$$

v_y = q_u × l_y / 4 = 26.307 KN
vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 43,137 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2, \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.12 \text{ KNm}..$$

$$\Rightarrow M_0^y = 5.56 \text{ KNm}.$$

Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Tableau III.33 Vérifications des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x et y	5,24	2,29	2687,6	4,47	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	1,85	2,29	2687,6	1,58	15	vérifiée

-Vérification des contraintes :

Tableau III.34 Vérifications des contraintes .

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation n σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	x-x	5.202	2.29	2487.4	4.78	15	vérifiée
	y-y	4.726	2.29	2487.4	4.35	15	vérifiée
En appuis	x-x	1.836	2.29	2487.4	1.69	15	vérifiée
	y-y	1.668	2.29	2487.4	1.53	15	vérifiée

Vérification des contraintes d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow \frac{14}{170} = 0.0823 > 0.0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

- Les conditions de flèche sont vérifiées.

• Schéma de ferrailage :

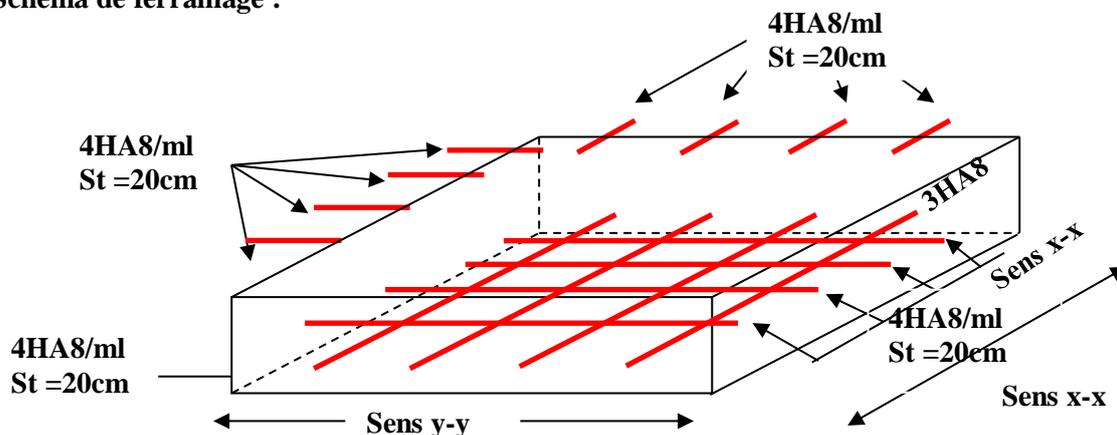


Figure. III.25 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous la machine.

7.2. Dalle au-dessous de la machine (ascenseur)

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit uniformément sur un aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

a. Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

$h_1 = 5cm$ (épaisseur du revêtement sur la dalle).

$h_0 = 14cm$ (épaisseur de la dalle en béton)

Ψ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

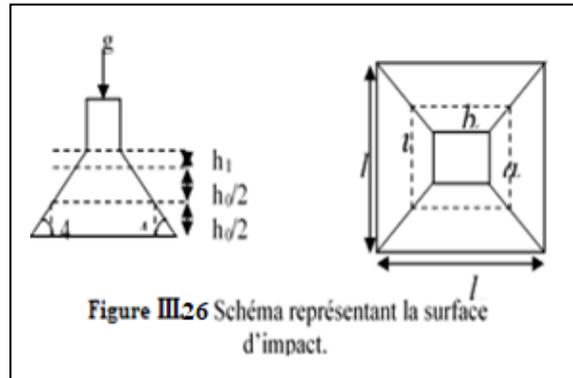


Figure III.26 Schéma représentant la surface d'impact.

Donc : $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ BAEL91/99.

$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm \end{cases}$

b. Calcul des sollicitations

b.1. Evaluation des moments du au charge concentré

$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$ Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97KN$. $Q = P_{personnes} = 6,3KN$

$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,3 = 140,4KN$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 0.94$

Soit $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_y} = 0.611$; $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_y} \approx 0,6 \Rightarrow M1 = M2 = 0,076$[Annexe II]

On remplace $\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140,4 \times 0,076 = 10,67KNm \\ M_{y1} = 140,4 \times 0,076 = 10,67KNm \end{cases}$

b.2. Evaluation des moments due au charge repartie (poids propre de la dalle) :

$G_{\text{plancher local machine}} = 5,86KN/m^2 - q_u = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 1,5 = 10,161 KN/m^2$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.441 KNm$. $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.248 KNm$

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.11KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.918KNm \end{cases}$

Le calcul de ferrailage pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d = 11\text{cm}$

Tableau III.35 Calcul des ferrillages selon les deux sens.

Position	Sens	M_{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	At (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x et y	10.29	0.059 8	0.07 7	0.106	2.78	1,33	4HA10=3,14	25
En appuis	Selon x et y	3.63	0.02	0,02 5	0.109	0.95	1,33	4HA8=2,01	25

C-Vérification à l'ELU :

✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416\text{cm}; \quad P_u = 140,4\text{KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 140,4\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 436,8\text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17\text{MPa}$$

On a une charge concentre avec $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{140,4}{3 \times 1,40} = 33,43\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3\text{MPa} < 1,17\text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 7.36\text{KN} / \text{m}^2$$

b.1. Evaluation des moments du au charge répartie

$$v = 0.2, \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 1.04\text{KNm.}$$

-Calcul des moments corriger (réel) :

$$M_{t\ ser}^x \text{ repartie} = 0,85 \times M_0^x = 0.884\text{KNm} \quad M_{a\ ser}^x \text{ repartie} = -0,3 \times M_0^x = -0.312\text{KNm}$$

b.2. Evaluation des moments du au charge concentré

$$P_s = g + q = 97 + 6,3 = 103,3\text{KN}$$

A.N :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t\ x} = M_{t\ y} = 103,3 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 9,42\text{KNm} \\ M_{a\ x} = M_{a\ y} = 103,3 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 9,42\text{KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments corriger (réel)

$$M_{t\ ser}^x \text{ concentré} = 0.85 \times M_{x1} = 8\text{KNm} \quad ; \quad M_{a\ ser}^x \text{ concentré} = -0,3 \times M_a = -2,83\text{KNm}$$

-Vérification des contraintes :

$$\text{Etat limite de compression de béton } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa .$$

Tableau III.36 Vérifications des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x et y	8,9	2,78	3898,6	3,35	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	3,15	2,29	2687,6	2,69	15	vérifiée

Vérification des contrainte d’acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d’acier n’est pas nécessaire.

- Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow \frac{14}{170} = 0.082 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0.0028 < 0.005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche son vérifiées

- **Schéma de ferrailage:**

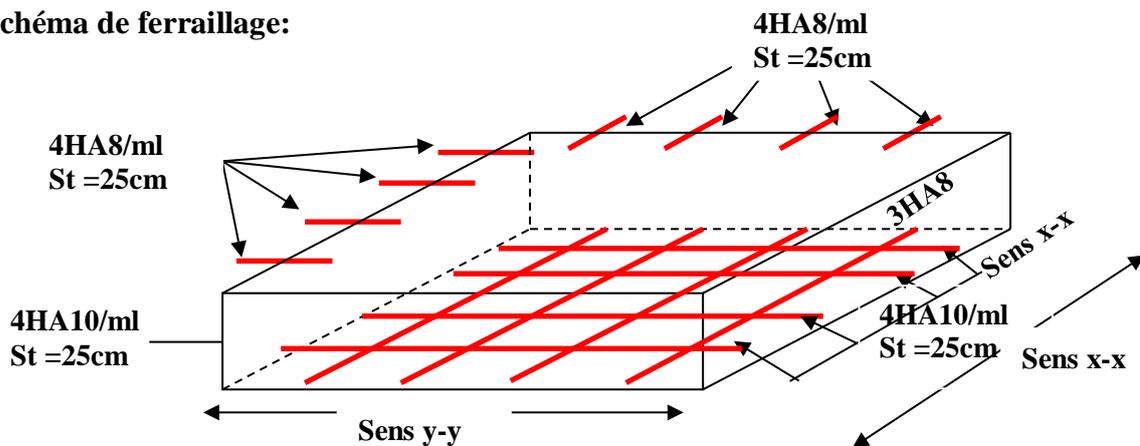


Figure. III.27 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de la machine.

8. Conclusion

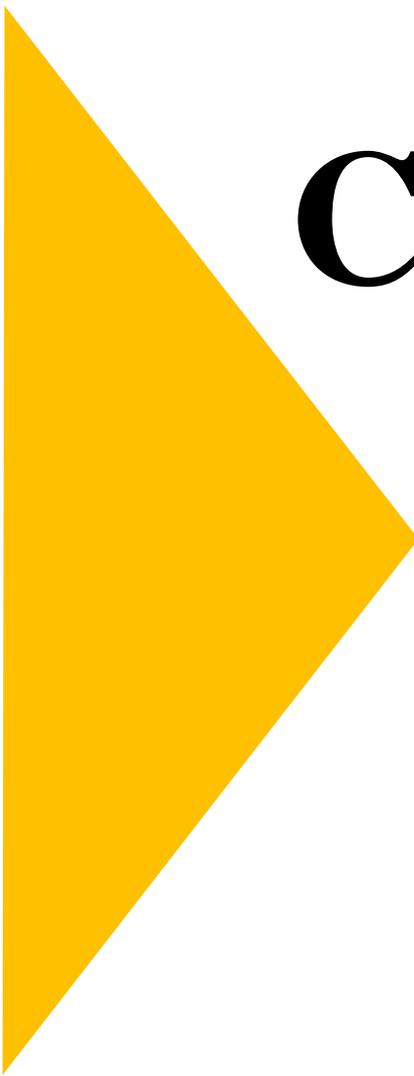
Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d’aciers nécessaires pour les éléments non structuraux.

Notre projet comprend trois types de dalle pleine, étudiée et ferrailée avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente plusieurs types d’escaliers, qui ont été étudiés et ferrailés.

La poutre brisée a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

L’acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles en vigueur. En dernier lieu, nous avons fait l’étude de l’ascenseur puis on a ferrailé les deux dalles.



CHAPITRE

4

Etude dynamique

Introduction

Le nord d'Algérie est une région où des tremblements de terre peuvent se produire en provoquant des dégâts importants. Ce qui nécessite une étude dynamique rigoureuse qui assure une protection des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques, Afin de limiter les dégâts.

IV.1 Calcul de la force sismique V_{St} :

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad \text{: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

❖ **Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Group d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.00 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un sol très meuble (site S4) $\Rightarrow T_1=0.15 \text{ s}, T_2=0.7 \text{ s}$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**RPA99/version2003**).

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.7637 > 0,7$$

Calcul de la période fondamentale de la structure : « T » :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques).

$$\text{donc : } \Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 (formule 4-6)} \\ T = 0,09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (formule 4-7)} \end{cases}$$

$C_T=0,05$: coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et de remplissage
(Tableau 4.6 du RPA99/2003)

$$\begin{cases} Lx = 21.15 \text{ m} \\ Ly = 17.35 \text{ m} \end{cases} ; H = 24.82 \text{ m} .$$

On aura : $T_2 = 0.56 \text{ s}$.

$$\begin{cases} Tx = \min (0.451 \text{ s} ; 0.56 \text{ s}) = 0.451 \text{ s} \\ Ty = \min (0.489 \text{ s} ; 0.56 \text{ s}) = 0.489 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens : $0 \leq T \leq T_2$

$$D = 2,5\eta \dots \begin{cases} Dx = 1.909 \\ Dy = 1.909 \end{cases}$$

❖ **facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Qx = 1.05 \\ Qy = 1 \end{cases}$

❖ **poids total de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta w_{Qi} . \text{RPA99/2003} .$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, Solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge

$$D'exploitation, \beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

-obtenue a partir du logiciel $\Rightarrow W = 31337.1059 \text{ KN}$.

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{Stx} = 1884.409 \text{ KN} \\ V_{Sty} = 1794.676 \text{ KN} \end{cases}$$

V.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_{\alpha}}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) \dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots T_2 \leq T \leq 3,00s \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots T > 3,00s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4-13)}$$

IV.3 Résultats Obtenue

IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

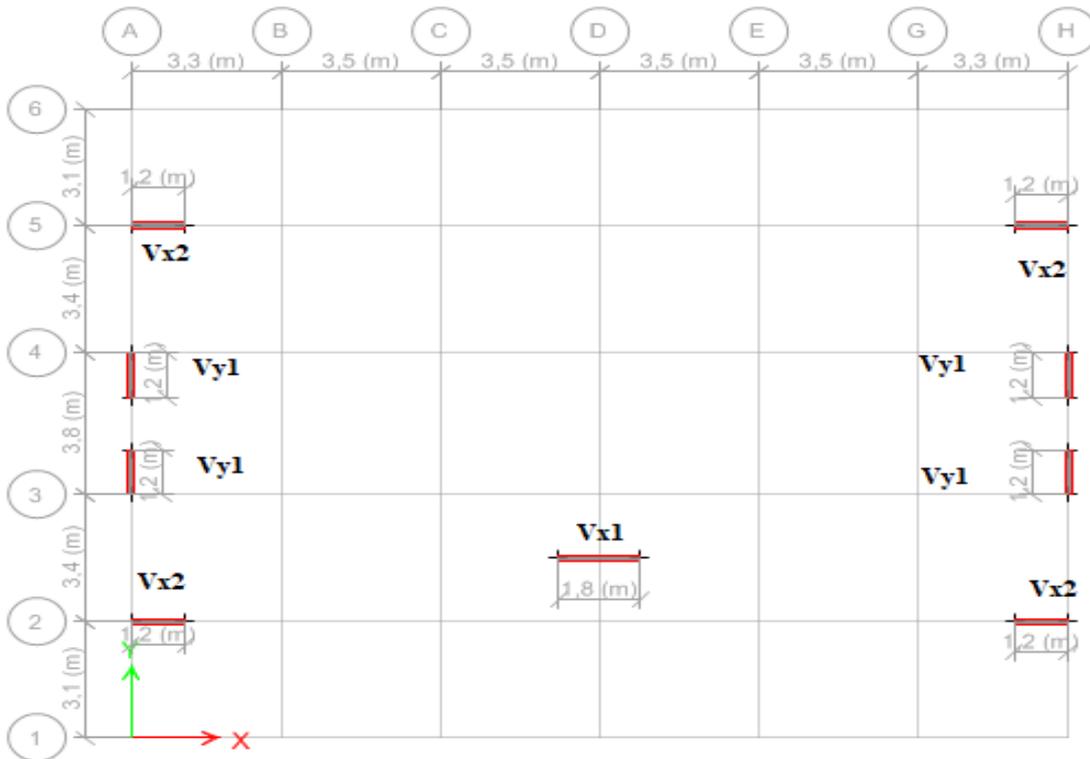


Figure IV.1. Plans de disposition des voiles.

IV.3.2 Mode de vibration et taux de participation des masses

En a obtenus les résultats souhaiter qui sont indiqué si dessous.

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Periode	%de la masse modale		%cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,748	0,000003779	0,7652	0,000003779	0,7652
2	0,725	0,7702	0,000005333	0,7702	0,7652
3	0,694	0,0008	0,0001	0,7711	0,7653
4	0,238	0,0006	0,1282	0,7717	0,8936
5	0,237	0,1176	0,0007	0,8893	0,8942
6	0,22	0,0009	0,00003214	0,8902	0,8943
7	0,129	0,0472	0,0001	0,9374	0,8944
8	0,129	0,0001	0,0465	0,9375	0,9409
9	0,116	0,0006	0,00002189	0,9381	0,9409
10	0,081	0,00001365	0,0265	0,9381	0,9674
11	0,08	0,0268	0,00001595	0,9649	0,9674
12	0,071	0,0009	0,000004503	0,9658	0,9674

IV.3.2.1 Analyse des résultats :

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l’axe X et selon l’axe Y atteint les 90% au bout du **8^{ème} mode**.

IV.3.2.2 Les modes de vibrations :

-Le premier mode est un mode de translation suivant l’axe Y-Y . **Ty= 0.748s**

Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,748

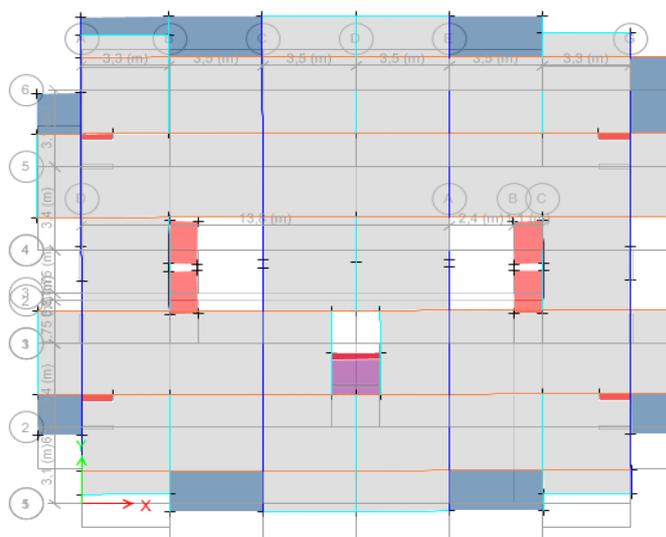


Figure IV.2. Mode 1 de déformation (translation suivant l’axe Y-Y).

-Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X. $T_x= 0.725s$

- Mode 2 - Period 0,725

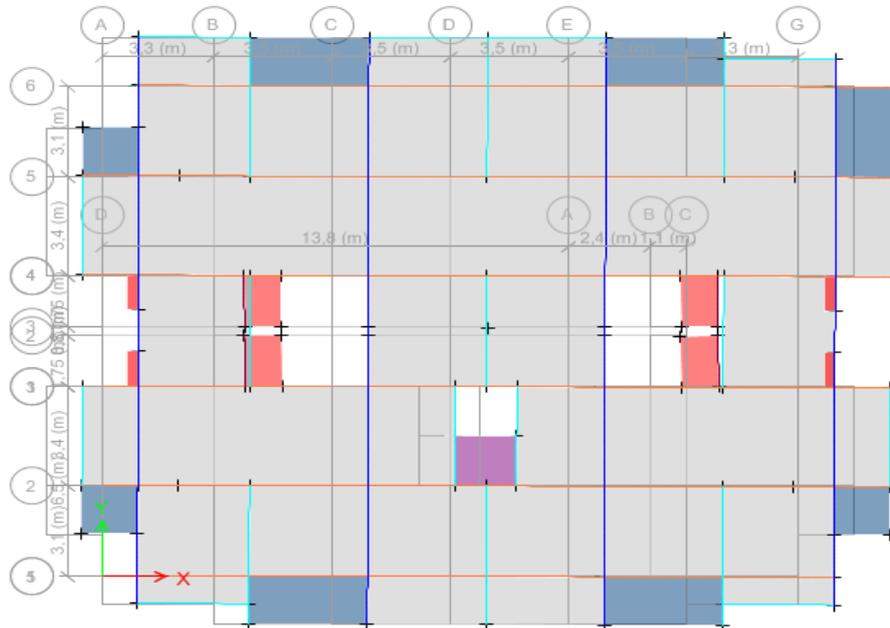


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

- Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z. $T_z= 0.694s$

- Mode 3 - Period 0,694

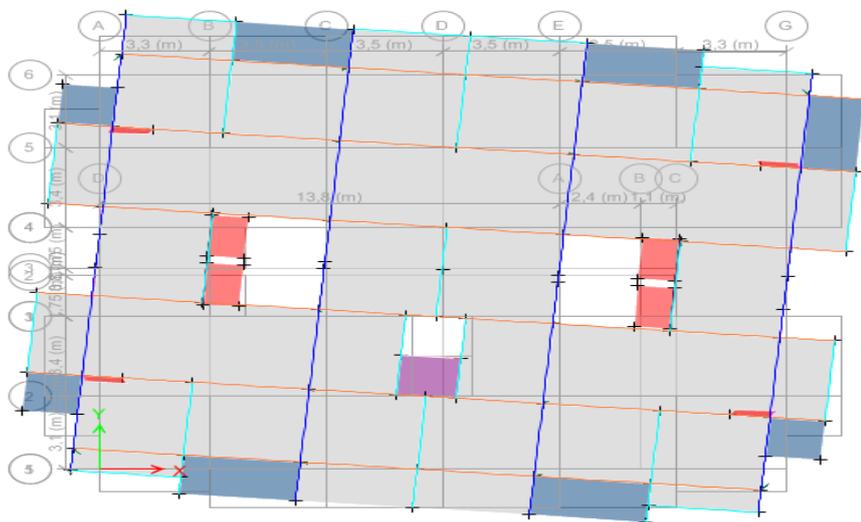


Figure V.4 Mode 3 de rotation (suivant l'axe Z-Z).

IV.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.3.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales : (ELS)**

- Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

❖ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	25089,6996	5503,6115	82,01041	17,9895909	vérifiée

- **Sous charges verticales** : le portique reprend à l’RDC **82.01 %** et les voiles **17.99 %** des charges.

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	P (KN)	V (KN)	P (KN)	V (KN)	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
RDC	748,0194	810,8026	677,227	775,2534	47,9861973	52,0138	46,62555	53,37445
1	970,187	258,4023	664,8389	515,0824	78,9675606	21,03244	56,34604	43,65396
2	871,6234	235,7487	545,1512	498,4965	78,7109771	21,28902	52,23517	47,76483
3	770,0933	202,0694	491,8254	430,4141	79,2144463	20,78555	53,32947	46,67053
4	603,3424	210,5877	406,1588	372,4173	74,1270534	25,87295	52,16687	47,83313
5	518,7456	123,3743	334,3041	266,6382	80,7864076	19,21359	55,62998	44,37002
6	333,4478	87,0374	195,315	202,6415	79,3007221	20,69928	49,07948	50,92052
7	260,2944	57,0393	171,7101	102,2771	82,0254514	17,97455	62,67085	37,32915

- On remarque que l’interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux D’où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.3.3.2 Vérification de l’effort normal réduit :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad . \text{ Tel que :}$$

N_d : désigne l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_c : est l’aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	v	Observation
V.S + RDC et 1er	0.3025	2054.91	0.272 < 0.3	vérifiée
Etage 2 et 3	0.275	1724.63	0.228	vérifiée
Etage 4 et 5	0.250	1067.16	0.155	vérifiée
Etage 6	0.225	574.76	0.092	vérifiée
Etage 7	0.2025	202.43	0.04	vérifiée

IV.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ dans les deux sens .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{dynamique}	0,8 × V _{statique}	Observation
X-X	1789.637	1507.52	vérifiée
Y-Y	1655.308	1435.74	vérifiée

IV.3.3.4 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 : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$ **formule (4-9)**

Tel que :

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (art4.4.3)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	observation
RDC	0,0001	0,0005	0	0,0005	340	1.47×10^{-4}	vérifiée
1	0,0001	0,0005	0,00049	0,00001	306	3.26×10^{-6}	vérifiée
2	0,0001	0,0005	0,00049	0,00001	306	3.26×10^{-6}	vérifiée
3	0,0001	0,0005	0,00049	0,00001	306	3.26×10^{-6}	vérifiée
4	0,0001	0,0005	0,00049	0,00001	306	3.26×10^{-6}	vérifiée
5	0,0004527	0,000226	0,00049	0,000264	306	8.62×10^{-5}	vérifiée
6	0,00003614	0,000018	0,000226	0,000208	306	6.79×10^{-5}	vérifiée
7	0,00003917	0,0000195	0,000018	0,0000015	306	4.9×10^{-7}	vérifiée

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Dk/hk	observation
RDC	0,0002	0,001	0	0,001	340	2.94×10^{-4}	vérifiée
1	0,0006	0,003	0,001	0,002	306	6.53×10^{-4}	vérifiée
2	0,0011	0,0055	0,003	0,0025	306	8.17×10^{-4}	vérifiée
3	0,0015	0,0065	0,0055	0,001	306	3.26×10^{-4}	vérifiée
4	0,002	0,01	0,0065	0,0035	306	1.14×10^{-3}	vérifiée
5	0,0023	0,0115	0,01	0,0015	306	4.9×10^{-4}	vérifiée
6	0,0026	0,013	0,0115	0,0015	306	4.9×10^{-4}	vérifiée
7	0,0029	0,0145	0,013	0,0015	306	4.9×10^{-4}	vérifiée

IV.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta

Selon **RPA99/2003 (art5.9)**, Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-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 : Effort tranchant d'étage au niveau "k": $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Δ selon le sens X-X

Niveau	P_k (kN)	V_x (kN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	θ_k (10^{-4})	observation
RDC	26762,2906	1558,822	0,0005	340	0,25	Vérifiée
1	23018,2162	1228,5893	0,00001	306	0,00612	Vérifiée
2	19463,4695	1107,3721	0,00001	306	0,0057	Vérifiée
3	15913,8288	972,1627	0,00001	306	0,0053	Vérifiée
4	12458,1995	813,9301	0,00001	306	0,005	Vérifiée
5	9031,4192	642,1199	0,000264	306	0,121	Vérifiée
6	5594,3415	420,4852	0,000208	306	0,0904	Vérifiée
7	2877,0943	317,3337	0,0000015	306	0,00044	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Niveau	P_k kN	V_y kN	Δ_k (cm)	h_k (cm)	θ_k (10^{-4})	observation
RDC-	26762,2906	1452,4804	0,001	340	0,541	Vérifiée
1	23018,2	1179,9213	0,002	306	1,27	Vérifiée
2	19463,4695	1043,6477	0,0025	306	1,52	Vérifiée
3	15913,8288	922,2395	0,001	306	0,563	Vérifiée
4	12458,2	778,5761	0,0035	306	1,83	Vérifiée
5	9031,4	600,9423	0,0015	306	0,736	Vérifiée
6	5594,3415	397,9565	0,0015	306	0,689	Vérifiée
7	2877,0943	273,9872	0,0015	306	0,514	Vérifiée

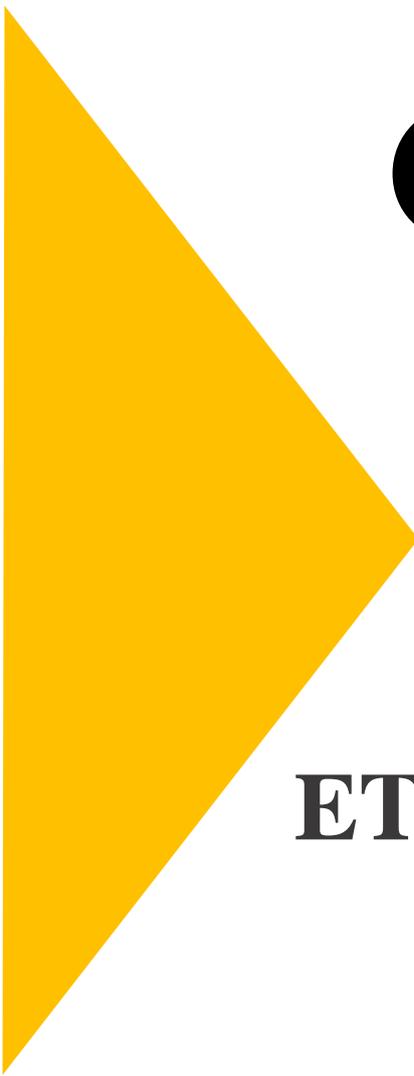
IV.4 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, Car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles. Ce qui nous a poussé de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

Les éléments redimensionnés :

-Les poteaux :

- V. Sanitaire et RDC et 1^{er} étage (55×55) cm²
- 2^{er} et 3^{eme} étage (50×55) cm²
- 4^{eme} et 5^{eme} étages (50×50) cm²
- 6^{eme} étages (45×50) cm²
- 7^{eme} étages (45×45) cm²



CHAPITRE

5

ETUDE DES ELEMENTS
PRINCIPAUX

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

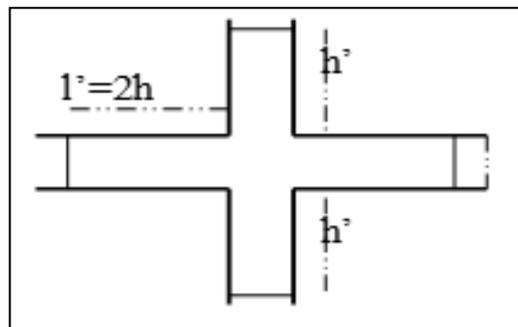
Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 & * ELU : 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * ELS : G + Q \\
 & * G + Q \pm Ex, y(\max, \min) \quad ; \quad * 0.8G \pm Ex, y(\max, \min)
 \end{aligned}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la page 92 (V.2.5).



$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$. $l' = 2 \times h \cdot h_e$: La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

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} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone de recouvrement	Zone COURANTE
<i>V.S+RDC 1er étages</i>	55×55	24.2	181.5	121
<i>2 et 3ème étages</i>	50×55	22	165	110
<i>4 et 5ème étages</i>	50×50	20	150	100
<i>6ème étages</i>	45×50	18	135	90
<i>7ème étages</i>	45×45	16.2	121.5	81

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t^{\min} = 0.3\%(St \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\%(St \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{RPA99.V2003}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
55×55	2054.91	84.20	367.10	18.21	99.22	1956.88	44.821
50×55	1447.36	61.17	366.64	46.44	99.26	1334.68	64.946
50×50	936.378	60.806	349.664	36.052	64.1067	573.98	57.025
45×50	452.168	64.53	193.41	22.96	69.56	349.07	48.65
45×45	253.11	70.26	106.71	34.21	70.26	253.11	52.71

V.2.3 Ferrailage des poteaux Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau RDC (55×55) cm²: b = 55 cm ; h = 55 cm ; d = 52 cm ; d' = 3 cm.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ \Rightarrow combinaison durable.

acier Fe E400 ; $f_{bu} = 18,45 \text{ MPa}$ \Rightarrow combinaison accidentale.

a) **Calcul sous :** $N_{max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow G + Q - Ey \text{ min}$

$N_{max} = 2054.91 \text{ KN}$ \rightarrow $M_{corres} = 84.20 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{84.20}{2054.91} \times 100 = 4.09 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 587.65 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 419.25 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 691.79 \text{ KN.m.}$$

$$691.79 \text{ KN.m} > 419.25 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple
 Mua :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{587.65 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 18.45} = 0.214 \Rightarrow U_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.214}) = 0.304$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.304}{0.304} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 8.01 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0.304 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.456 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{587.65 \times 10^{-3}}{0.456 \times 348} \times 10^4 = 21.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 21.41 - \frac{2054.91 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -37.63 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_l = 0 \text{ cm}^2.$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

b) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 99.2208 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1956.88 \text{ KN} \Rightarrow G + Q + \text{Exmin.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{99.22}{1956.88} \times 100 = 5.07 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 578.65 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 380.22 \text{ KN.m} ; (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 691.79 \text{ KN.m}$$

$$380.22 \text{ KN.m} < 691.79 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.210 \Rightarrow U_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow U_{bu} < U_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0.298$$

Calcul de A :

$$z = 0.458 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 36.30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 36.41 - \frac{1978.6018 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -19.92 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira .

c) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$.

$$N_{\min} = 367.1034 \text{ KN.} \rightarrow M_{\text{corres}} = 18.2184 \text{ KN.m} \Rightarrow 0.8G - \text{Eymax}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.21}{367.10} \times 100 = 4.96 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 108.15 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 71.729 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 691.79 \text{ KN.m}$$

$$71.79 \text{ KN.m} < 691.79 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.0394 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0.0502$$

$$\text{On a : } u_{bu} = 0.0394 < u_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0.509 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 6.10 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6.10 - \frac{367.1 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -4.448 \text{ cm}^2$$

⇒ pas nécessité d'armature , le béton seul suffira .

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin cal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
V.S+RDC 1er étages	55×55	0	0	3.45	24.2	16 HA14 = 24.63
2 et 3ème étages	50×55	0	0	3.13	22	16HA14 = 24.63
4 et 5ème étages	50×50	0	0	2.87	20	8HA14 + 8HA12 = 21.37
6ème étages	45×50	0	0	2.55	18	8HA14 + 8HA12 = 21.37
7ème étages	45×45	0	1.48	2.28	16.2	16 HA12 = 18.10

V.2.3.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

- le poteau (55×55):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,4}{0,55} = 4.32 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 44.821 \times 10^{-3} \times 14}{55 \times 400} \times 10^4 = 1.06 \text{ cm}^2.$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(14 \times 55) = 3.85 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(14 \times 55) = 3.85 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte 7 cadres **HA10= 5.50 cm²**.

V.2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	V.S et RDC+ <i>1er étages</i>	2.3ème étages	4.5ème étages	6ème étages	7ème étages
Section (cm ²)	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
$\phi_{l_{max}}$ (mm)	14	14	14	14	12
$\phi_{l_{min}}$ (mm)	14	14	12	12	12
L ₀ (cm)	340	306	306	306	306
L _t (cm)	238	214.2	214.2	214.2	244.8
λ_g	4.32	3.894	4.284	4.284	5.44
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
Vu(kn)	44.82	64.94	57.02	48.65	52.71
L _r (cm)	56	56	56	56	48
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A ^t (cm ²)	1.06	1.70	1.49	1.41	1.02
A ^t _{min} (cm ²)z.nodale	3.85	3.5	3.5	3.15	3.15
A ^t _{min} (cm ²)z.courante	3.85	3.5	3.5	3.15	3.15
A ^t _{adopte} (cm ²)	5.50	5.50	5.50	3.52	3.52
Nombre des cadres	7T10	7T10	7T10	7T8	7T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau du V.S+RDC+1^{er} (55×55):

$$l_0 = 3.40m \text{ et } N_{\max} = 2054.91KN.$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) ; \text{ Tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases} \text{ Coefficients de sécurité béton, acier.}$$

α : Coefficient fonction de l'élançement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.38m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}} \Rightarrow i = 0.1587m$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50. ; \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élançement du poteau prise : $\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots \text{poteau rectangulaire .} \\ \lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots \text{poteau circulaire.} \end{cases}$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2.38}{0.55} = 14.97 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.97}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.819.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (55 - 2) = 2809cm^2 = 0.2809m^2$$

$$N_d = 0.819 \times \left[\frac{0.2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24.63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 4961.95KN$$

$$N_{\max} = 2054.91KN < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
V.S et rdc+ 1er	55×55	3.4	2.38	14.97	0.819	24.63	0.2809	4961.95	2054.91	vérifiée
2et 3 étages	50×55	3.06	2.14	16.46	0.813	24.63	0.2544	4526.62	1724.63	vérifiée
4.5ème étages	50×50	3.06	2.14	16.46	0.813	21.37	0.2304	4073.10	1067.16	vérifiée
6ème étages	45×50	3.06	2.14	18.29	0.805	21.37	0.2064	3675.24	574.76	vérifiée
7 ème étages	45×45	3.06	2.44	18.29	0.805	18.10	0.1849	3263.45	202.43	vérifiée

On voit bien que $N_{max} < N_d$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

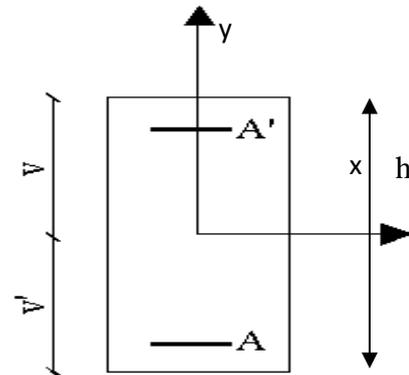


Figure V.1 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	V.S+ RDC+1er	2,3ème étages	4.5ème étages	6ème étages	7ème étages
Section (cm ²)	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45
d (cm)	52	47	47	42	42
A (cm)	24.63	24.63	21.37	21.37	18.10
S (m ²)	0.3394	0.3094	0.2820	0.2521	0.2296
V (cm)	30.17	30.05	27.50	27.65	24.81
V' (cm)	24.83	24.95	22.50	22.35	20.19
I _{yy'} (m ⁴)	0.0144	0.0127	0.00997	0.0085	0.00658
N _{ser} (KN)	1460.73	1423.6	682.11	330.30	185.44
M _{ser} (KN.m)	15.228	43.54	44.10	46.79	51.10
M _{serG} (MN.m)	0.054	0.074	0.0611	0.0555	0.0553
σ _{bc1} (MPa)	5.43	6.35	4.10	3.11	3.28
σ _{bc2} (MPa)	3.372	3.14	1.04	0.149	1.21
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
V.S et RDC+1er	3025	2.38	4.32	0.04	52	44.82	0.156	1	vérifiée
2.3ème étages	2750	2.14	3.89	0.04	47	64.94	0.276	1	vérifiée
4.5ème étages	2500	2.14	4.28	0.04	47	57.02	0.242	1	vérifiée
6ème étages	2250	2.14	4.28	0.04	42	48.65	0.257	1	vérifiée
7ème étages	2025	2.44	5.44	0.075	42	52.71	0.278	1.875	vérifiée

V.2.5 Dispositions constructives

▪ **Longueur des crochets :** - $L = 10 \times \phi_s = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

▪ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi :$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

▪ **Détermination de la zone nodale**

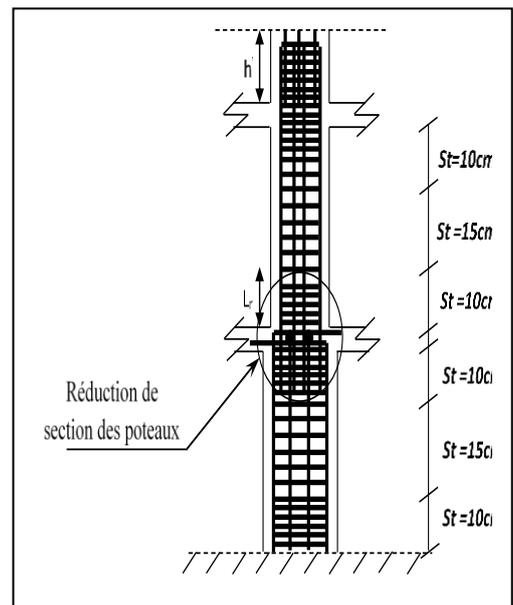
La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec : $-h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm})$. - $L' = 2 h$. -

h_e : Hauteur de chaque niveau.



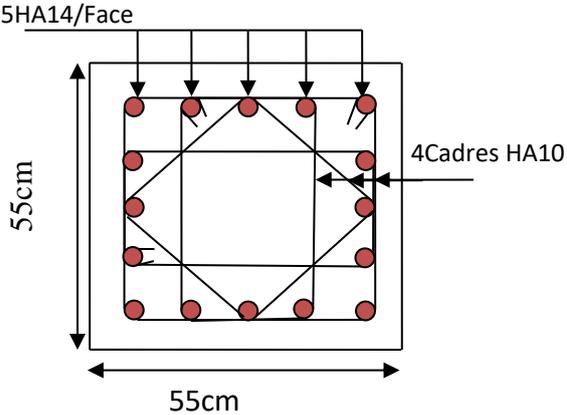
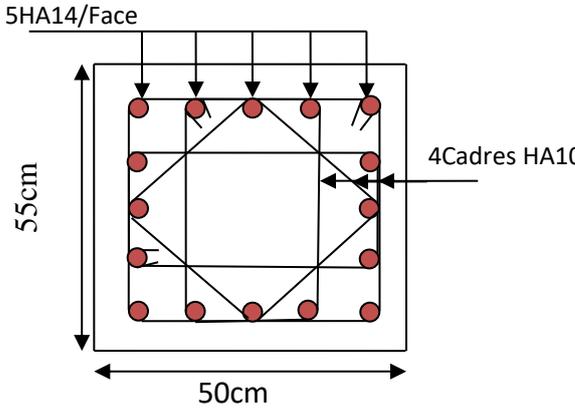
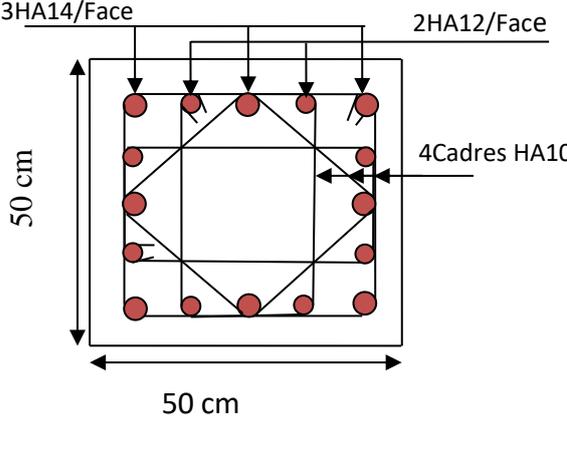
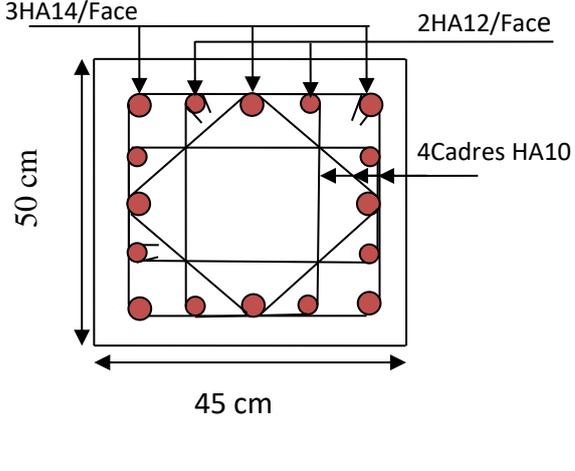
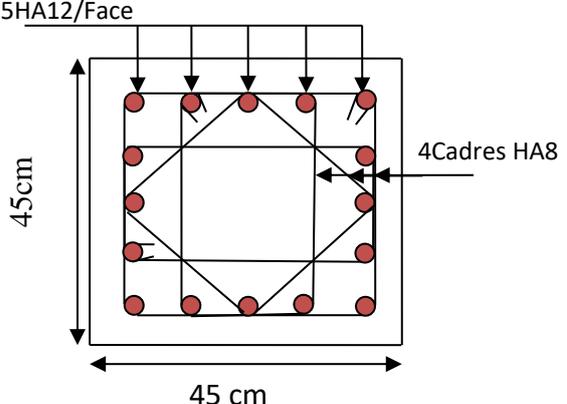
•RDC : - $L' (P.P) = 2 \times 50 = 100\text{cm}$.

- $L' (P.S) = 2 \times 35 = 70\text{cm}$; - $h' = \max(56.66 ; 55 ; 55 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

•étage courant : - $L' = 100 \text{ cm}$; - $L' = 70 \text{ cm}$; - $h' = 60 \text{ cm}$.

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux.

V.S + RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage
 <p>55cm</p> <p>55cm</p> <p>5HA14/Face</p> <p>4Cadres HA10</p>	 <p>55cm</p> <p>50cm</p> <p>5HA14/Face</p> <p>4Cadres HA10</p>
4 et 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étages
 <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p> <p>4Cadres HA10</p>	 <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p> <p>4Cadres HA10</p>
7 ^{ème} étages	
 <p>45cm</p> <p>45 cm</p> <p>5HA12/Face</p> <p>4Cadres HA8</p>	

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L’effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V16**.

Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

* $1.35G + 1.5Q$;	$G + Q$
* $G + Q \pm E$;	$0.8G \pm E$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c’est à dire, $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L’espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :

Tableau V.9. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30×50	7.5	60	90
Secondaire	30×35	5.25	42	63

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
V.S+ RDC+1er	118.25	131.76	171.57	119.37	118.5	171.57
2.3 éme étage	117.01	147.42	169.83	118.19	99.125	141.67
4.5 éme étage	92.99	136.84	127.47	80.14	78.95	77.05
6 éme étage	89.82	122.39	127.52	57.05	55.77	42.89
7 éme étage	89.82	122.39	127.52	37.55	33.46	32.14

V.3.3. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×50) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : (ELA) ... $\begin{cases} M_t = 118.25 \text{ KN.m.} \\ M_a = 131.76 \text{ KN.m.} \end{cases}$

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{118.25 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.47^2 \times 18.45} = 0.096 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.096 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.126 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.446m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{118.25 \times 10^{-3}}{0.446 \times 348} \times 10^4 = 7.61cm^2$$

• **Armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{131.76 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.47^2 \times 18.45} = 0.107 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.107 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.107}) = 0.142 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.443m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{131.76 \times 10^{-3}}{0.443 \times 348} \times 10^4 = 8.54cm^2$$

Le ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.11. Armatures longitudinales dans les poutres.

NV	Type de poutre	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres
V.S+ RDC +1er	PP 30×50	Appuis	8.54	7.5	9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	7.61			9.24
	PS 30×35	Appuis	10.50	5.25	10.65	3HA16 (filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	10.59			10.65
2.3 ème étages	PP 30×50	Appuis	8.38	7.5	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	6.55			7.70
	PS 30×35	Appuis	8.57	5.25	10.65	3HA16 (filante)+ 3HA14 (chapeaux).
		Travée	10.46			10.65
4.5 ème étages	PP 30×50	Appuis	7.73	7.5	8.01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
		Travée	5.19			8.01
	PS 30×35	Appuis	6.67	5.25	8.01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
		Travée	6.78			8.01
6.7 ème étages	PP 30×50	Appuis	7.22	7.5	8.01	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeaux).
		Travée	5.20			8.01
	PS 30×35	Appuis	4.59	5.25	6.79	3HA12(filante)+ 3HA12(chapeaux).
		Travée	4.70			3HA12(filante)+ 3HA12(chapeaux).

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1.5; 3) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30 \text{cm}\right)$.
 - Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.5 \text{cm}; 14.4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 10 \text{cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8.75 \text{cm}; 14.4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 8 \text{cm}$**
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**

1) Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > A_{t \text{min}} = 1.35 \text{cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU**

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\text{min}} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$- \tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \text{ Tel que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peut nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Principales	171.57	1.21	3.33	Vérifiée
Secondaires	171.57	1.78	3.33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car τ_{bu} < τ̄_u = 2.5MPa .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 (Art IV.1)**
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ **BAEL91 (Art IV.2)**

Les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.13. 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)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principales	9.24	171.57	-131.76	4.93	-4.02	Vérifiée
Secondaires	10.65	171.57	-118.50	4.93	-6.90	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Principales	Appui	131.76	20.60	255525	10.62	15	Vérifiée
	Travée	118.25	17.96	198598	10.69	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	118.50	16.02	102707	10.28	15	Vérifiée
	Travée	119.37	14.10	81477	11.61	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche** : D’après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{50}{670} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0.074 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.089 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.47} = 0.00655 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} conditions n’est pas satisfaites, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau.15. La flèche de la poutre principale.

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2.85	<i>M_j</i>	15.99	<i>σ_{stj}</i>	36.52	<i>f_{ji}</i>	0.525
<i>g</i>	5.21	<i>M_g</i>	29.23	<i>σ_{stg}</i>	66.77	<i>f_{gi}</i>	1.248
						<i>f_{gv}</i>	3.228
<i>p</i>	10.21	<i>M_p</i>	57.29	<i>σ_{stp}</i>	130.85	<i>f_{pi}</i>	3.941

- *f* = 5.396 mm < *f_{adm}* = 6.705 mm la condition de la flèche est vérifiée pour la P.P.

✓ **Poutres secondaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.100 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.32} = 0.0110 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

-La 3^{ème} conditions n’est pas satisfaites, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau.16. La flèche de la poutre secondaire.

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2.85	<i>M_j</i>	4.36	<i>σ_{stj}</i>	14.97	<i>f_{ji}</i>	0.109
<i>g</i>	5.21	<i>M_g</i>	7.97	<i>σ_{stg}</i>	27.36	<i>f_{gi}</i>	0.200
						<i>f_{gv}</i>	0.602
<i>p</i>	10.21	<i>M_p</i>	15.63	<i>σ_{stp}</i>	53.63	<i>f_{pi}</i>	0.527

- *f* = 0.818 mm < *f_{adm}* = 7mm la condition de la flèche est vérifiée pour la P.S.

V.3.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ RPA99/2003(art7.6.2).

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Ce pendant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.
- M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.
- M_w : Moment résistant gauche de la poutre.
- M_e : Moment résistant droite de la poutre.

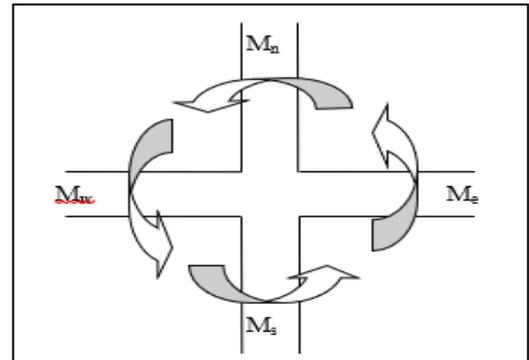


Figure V.2 Les moments dans la zone nodale
V.3.4.1 Détermination du moment résistant dans les

poteaux : Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton. - De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; Z = 0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

-Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17. Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	$A_{s(xz)}$ (cm ²)	$A_{s(yz)}$ (cm ²)	M_{RN} (kn.m)	M_{RS} (kn.m)
V.S+RDC+1er	0.55	0.495	7.70	7.70	142.64	142.64
2.3ème étage	0.55	0.495	7.70	7.70	142.64	142.64
4.5ème étage	0.50	0.45	6.88	6.88	118.52	118.52
6 ème étage	0.50	0.45	6.88	6.88	118.52	118.52
7 ème étage	0.45	0.405	5.65	5.65	97.33	97.33

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.(PP défavorable) .

Niveau	h (m)	z (m)	$A_{s(xz)}$ (cm ²)	$A_{s(yz)}$ (cm ²)	M_{RN} (kn.m)	M_{RS} (kn.m)
V.S+RDC+1er	0.50	0.45	9.24	4.62	144.69	72.34
2.3ème étage	0.50	0.45	9.24	4.62	144.69	72.34
4.5ème étage	0.50	0.45	8.01	4.21	125.43	65.9
6.7ème étage	0.50	0.45	8.01	4.21	125.43	65.9

V.3.4.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant : **Tableau V.19.** Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25 (M_W + M_E)$	Observation
V.S	142.64	142.64	285.28	144.69	72.34	271.53	Vérifiée
RDC	142.64	142.64	285.28	144.69	72.34	271.53	Vérifiée

Etage 1	142.64	142.64	285.28	144.69	72.34	271.53	Vérifiée
Etage 2	142.64	142.64	285.28	144.69	72.34	271.53	Vérifiée
Etage 3	142.64	142.64	285.28	144.69	72.34	271.53	Vérifiée
Etage 4	118.52	118.52	237.04	125.43	65.9	229.16	Vérifiée
Etage 5	118.52	118.52	237.04	125.43	65.9	229.16	Vérifiée
Etage 6	118.52	118.52	237.04	125.43	65.9	229.16	Vérifiée
Etage 7	97.33	97.33	194.66	125.43	65.9	229.16	N.Vérifiée

-Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux (sauf pour le 7eme étage qui est facultative).

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du V.S+RDC+1^{er}.

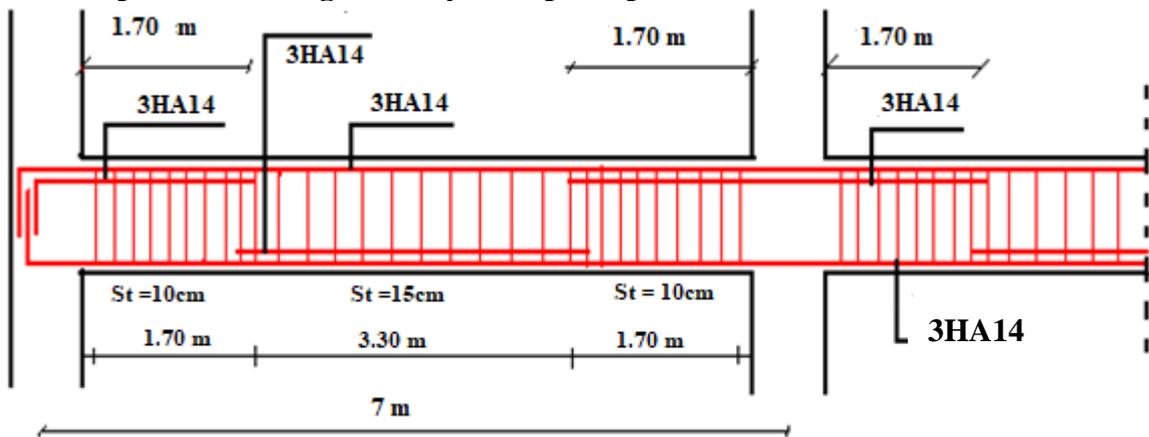


Figure V.3 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre principales de V.S+RDC+1^{er} (30×50):

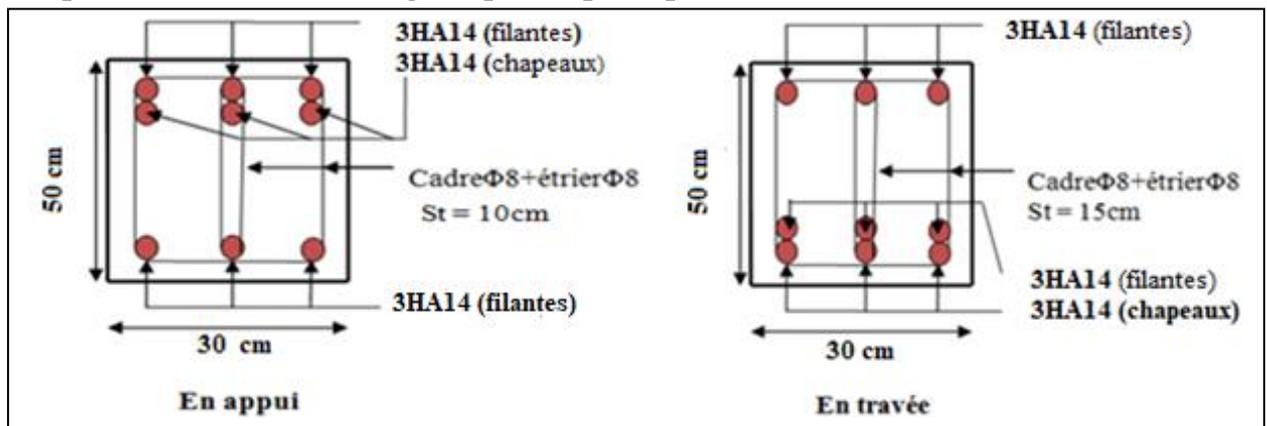


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poutres principales V.S+RDC+1^{er}.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/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 combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1) :

* $1.35G + 1.5Q$;	$G + Q$
* $G + Q \pm E$;	$0.8G \pm E$

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{t_{min}}$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

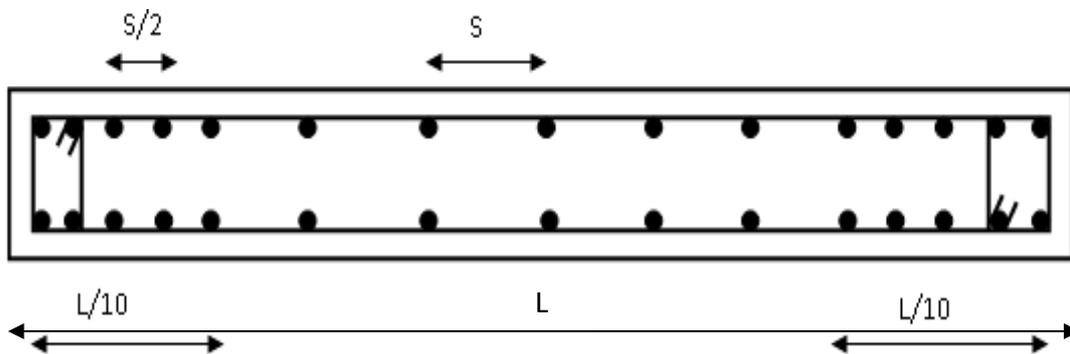


Figure V.5 Disposition des armatures verticales.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \varphi$

3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% e. h$ Dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% e. h$ Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **ETABS V16** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{correspondant_{max}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{correspondant_{max}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{correspondant_{min}}$

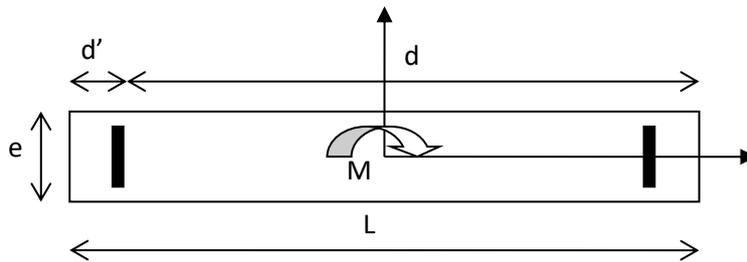


Figure V.6 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$).

- A_v^{min} : section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$).
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} = 0,2\% \times e \times L_t$).
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée. ($A_v^{min} = 0,1\% \times e \times L_c$) .
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile. • S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement.

Calcul des sollicitations :

- **Sens x-x'** : Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} = 1.2m$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
V.S et RDC+1 étages	943.64	34.87	179.08	937.04	217.58	137.99	171.73

2.3 ^{ème} étages	805.18	67.05	106.84	606.35	379.10	27.33	82.50
4.5 ^{ème} étages	570.11	64.66	119.27	472.96	226.36	40.05	74.23
6.7 ^{ème} étages	332.68	72.39	115.91	328.90	83.45	27.34	60.46

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.8$ m .

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
V.S et RDC+1 étages	1183.91	2.1143	86.46	863.45	564.78	3.53	189.68
2.3 ^{ème} étages	1055.55	4.42	42.36	769.75	499.40	14.52	43.62
4.5 ^{ème} étages	784.75	4.93	86.95	392.19	365.92	16.03	31.46
6.7 ^{ème} étages	495.71	5.53	110.46	361.39	229.43	14.39	19.43

- Sens y-y' : **Tableau V.22.** Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1.2$ m .

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
V.S et RDC+1 étages	614.35	24.05	239.15	497.07	160.76	7.18	201.64
2.3 ^{ème} étages	564.93	181.53	181.53	564.93	100.85	156.81	132.99
4.5 ^{ème} étages	399.67	177.64	177.64	399.67	69.90	153.73	110.22
6.7 ^{ème} étages	236.88	121.81	121.81	236.88	44.38	105.35	68.44

-Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' : **Tableau V.23.** Ferrailage du voile $V_{x1}=1.2$ m.

Niveau	V.S + RDC+1 étages	2.3 ^{ème} étages	4.5 ^{ème} étages	6.7 ^{ème} étages
Section (cm ²)	120×15	120×15	120×15	120×15
M(KN.m)	179.08	67.05	119.27	115.91
N(KN)	937.04	805.18	472.96	328.9
V(KN)	171.73	82.50	74.23	60.46
Type de section	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	1.36	0.65	0.59	0.48
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	17.95	13.02	9.97	7.80
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25
$A_{v.adop}$ (cm ²)	20.11	15.39	11.31	7.85
N^{bre} /par face	10HA16	10HA14	10HA12	10HA10
S_i (cm)	15	15	15	15

A_h^{cal} (cm ²)	1.31	0,63	0,56	0,46
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_i (cm)	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_{x2}=1.8m$.

Niveau	V.S + RDC+1 étages	2.3 éme étages	4.5 éme étages	6.7 éme étages
Section (cm ²)	180×15	180×15	180×15	180×15
M(KN.m)	-2.1143	-4.42	-4.93	-5.53
N(KN)	-1183.91	-1055.55	-784.75	-495.71
V(KN)	-189.91	43.62	31.46	-19.43
Type de section	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	1	0.22	0.16	0.1
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	16.01	14.51	11.06	7.19
A_v^{min} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4
$A_{v.adop}$ (cm ²)	21.55	15.83	13.5	8.98
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	10HA10+ 4HA12	10HA10+ 4HA8
S_{iv} (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.04	0.21	0.15	0.1
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_{th} (cm)	20	20	20	20

- Sens y-y' : **Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_{y1}=1.2 m$**

Niveau	V.S + RDC+1 étages	2.3 éme étages	4.5 éme étages	6.7 éme étages
Section (cm ²)	120×20	120×15	120×15	120×15
M(KN.m)	24.05	181.53	177.64	121.81
N(KN)	-497.07	-564.93	-399.67	-236.88
V(KN)	239.15	-132.99	-110.22	-68.44
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC

τ (MPa)	1.60	1.06	0.87	0.54
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	13.42	12.93	8.99	6.59
A_v^{min} (cm ²)	2.12	2.12	2.12	2.12
L_t (m)	0.15	0.27	0.39	0.21
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.9	1.62	2.34	1.26
$A_{v.adop}$ (cm ²)	15.39	15.39	11.31	11.31
N^{bre} /par face	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
S_t (cm)	15	15	15	15
L_c (m)	0.90	0.66	0.42	0.78
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.35	0.99	0.63	1.17
A_h^{cal} (cm ²)	1.54	1.01	0.84	0.52
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_x 1$ (2.3 éme étages) :

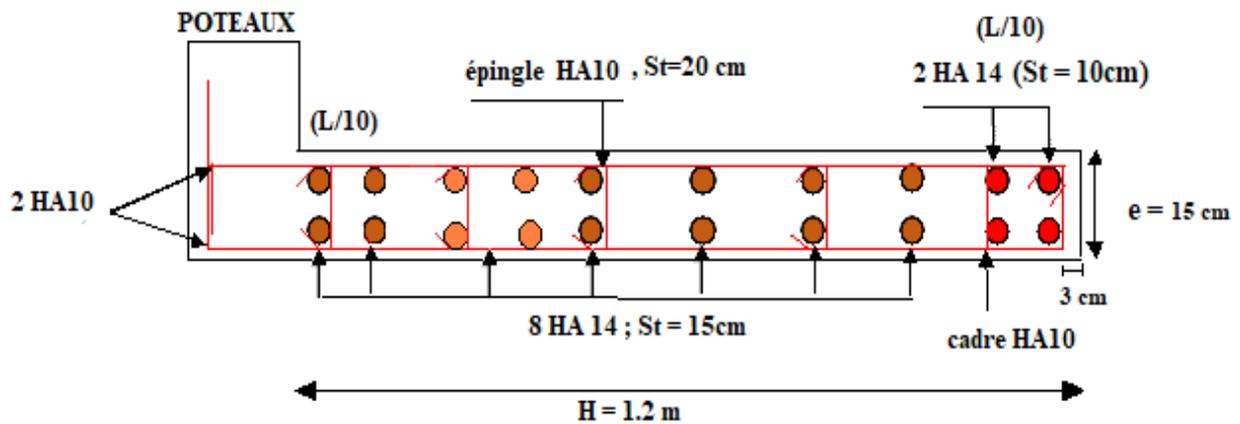
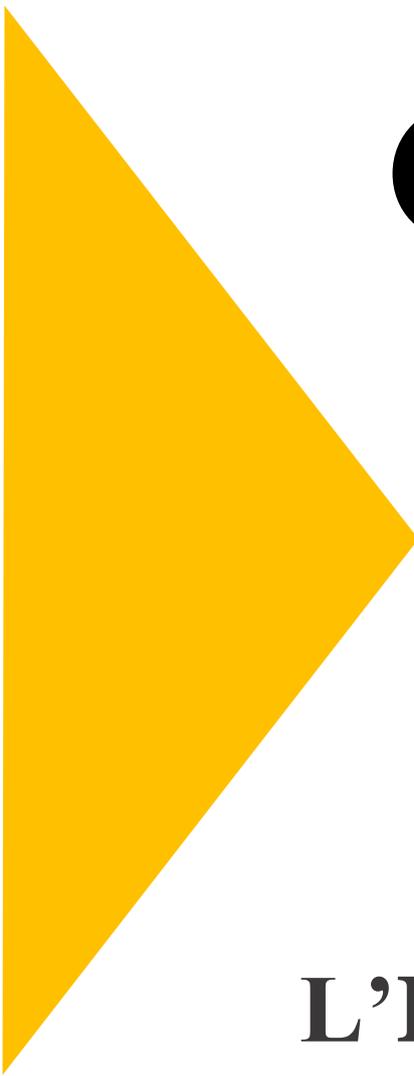


Figure V.7 Schéma de ferrailage du voile $V_{x1} = 1.2m$.

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés (Flexion Composé) . Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le CBA93 et BAEL91/99. Les poutres (Flexion Simple) ainsi Les voiles de contreventement (Flexion Composé) sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003, CBA93 et le BAEL91/99.



CHAPITRE

6

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol ⇒ fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ⇒ fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurée :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les déferent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déferent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2m \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol de logements promotionnels village SIDI ALI LEBHAR EURL Madani. on permet de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe faible en surface.
- Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivant : D (encrage)=2m ; $Q_{adm}=1$ bar (contrainte admissible) ; classification du site S4 .

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. Semelles isolées :

A/Combinaisons d'actions à considérer : D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

➤ $G + Q \pm E$

➤ $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots (1)$$

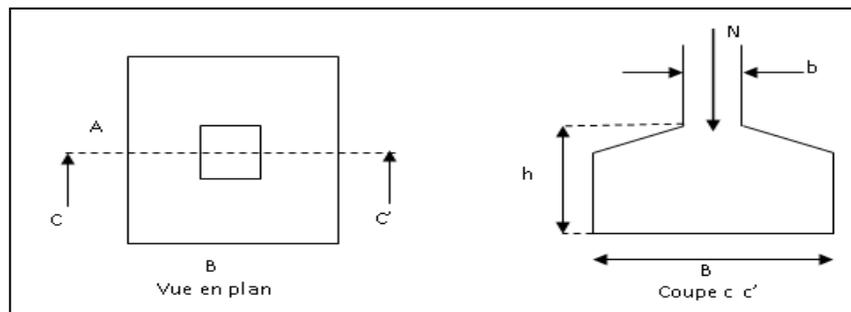


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$N=2054.KN$ (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS V16)

Donne : On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{2.054}{0.1}} = 4.53 \text{ m}$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 3.10 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5 ,N6).

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=5} = 1190.59 + 1789.49 + 1908.18 + 2054.91 + 2034.20 + 1998.41 = 11775.81KN$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{11775.81 \times 10^{-3}}{0.1 \times 17.35} = 6.78m .$$

-En remarque que le chevauchement entre les semelles filantes, selon l'analyse du site et la conclusion du rapport du sol il faut on doit utiliser un radier général.

VI .2.4.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide,

Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} ; h_r \geq \frac{L_{max}}{20} .$$

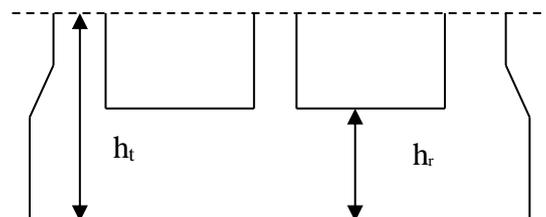


Figure VI.2. Dimension du radier.

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max}= 7 \text{ m}$.

Ce qui donne : $h_t \geq 70cm$; $h_r \geq 35cm$.

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$). $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 1.101m ; \text{ Donc : } h_t \geq 110\text{cm.}$$

Surface du radier : $S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \dots S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{100} = \frac{35\,758.01}{100} = 357.58 \text{ m}^2$

$S_{radier} = 357.58 \text{ m}^2 \leq S_{bâtiment} = 361.4 \text{ m}^2 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

On opte pour $S_{radier} = S_{bâtiment}$.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{35758.0158 \times 7 \times 1}{2 \times 361.4} = 346.3 \text{ KN}$$

de (I) $\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1.25} = \frac{346.3 \times 10^{-3} \times 1}{1.25} = 0.277m = 27.7\text{cm.}$

• A partir des ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 110 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 361.4 \text{ m}^2$.

2. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

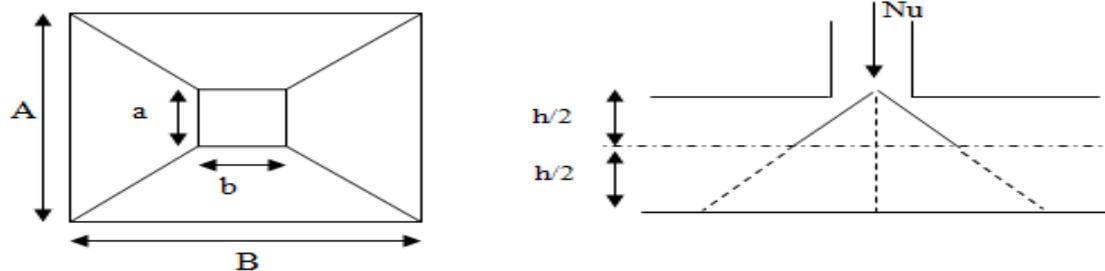


Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure ; U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0.55 \text{ m.}$; $b = 0.55 \text{ m.}$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 1.1 = 1.65m \\ B = b + h_t = 0.55 + 1.1 = 1.65m \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.6 \text{ m}$$

$$N_d = 2.054MN \leq 0.045 \times 6.6 \times 1.1 \times \frac{25}{1.15} = 7.1MN. \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- Pas d'armatures d'effort tranchant.

➤ **V\u00e9rification des contraintes dans le sol**

Cette v\u00e9rification consiste \u00e0 satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut v\u00e9rifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y; M_x: Moment sismique \u00e0 la base tir\u00e9 du logiciel **ETABS V16** .

• **Dans le sens x-x**

N=35.758 MN M_x=11.521 MN.m I_{xg}=85083.6 m⁴ Y_G=8.54 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{35.758}{361.4} + \frac{11.521}{8583.6} \times 8.54 = 0.110MPa \\ \sigma_{\min} = \frac{35.758}{361.4} - \frac{11.521}{8583.6} \times 8.54 = 0.087MPa \\ \sigma_{moy} = 0.104MPa > 0.100MPa \dots\dots \text{non v\u00e9rifier .} \end{array} \right.$$

• **Dans le sens y-y**

N= 35.758 MN M_y=1.800 MN.m I_{yg}=12243 m² X_G=10.3 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{35.758}{361.4} + \frac{1.800}{12243} \times 10.3 = 0.100MPa \\ \sigma_{\min} = \frac{35.758}{361.4} - \frac{1.800}{12243} \times 10.3 = 0.097MPa \\ \sigma_{moy} = 0.099MPa < 0.100MPa \dots\dots \text{v\u00e9rifier.} \end{array} \right.$$

Remarque : Les contrainte est v\u00e9rifi\u00e9e dans le sens Y-Y seulement. Ce pendants en doit opter une augmentations de la section du radia (de 50 cm) sur les deux sens qui va satisfaire toutes les conditions. Avec une Surface du radier = 400.87m².

-σ_{max}=0.100 ; σ_{min}=0.077 et σ_{moy}= **0.094 MPA < 0.1 MPA**. D'o\u00f9 elles sont satisfaites.

V\u00e9rification de la stabilit\u00e9 au renversement

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit v\u00e9rifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x-x : $e = \frac{11.521}{35.758} = 0.322m < \frac{22.15}{4} = 5.53m$

Sens y-y : $e = \frac{1.800}{35.758} = 0.05m < \frac{18.35}{4} = 4.58m$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **V\u00e9rification de la pouss\u00e9 hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$; Avec :

N = 35758 KN (poids propre du b\u00e2timent ; uniquement la superstructure)

H = 2 m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s = 1,15 (coefficient de sécurité) .

S_{rad} = 400.87 m² (surface du radier).

γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique d'eau)

On trouve :

- N = 35758 KN ≥ 1.15×2×400.87 ×10 = 9220.01 KN..... vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée,

Et sollicité à la flexion simple. Le calcule se fera

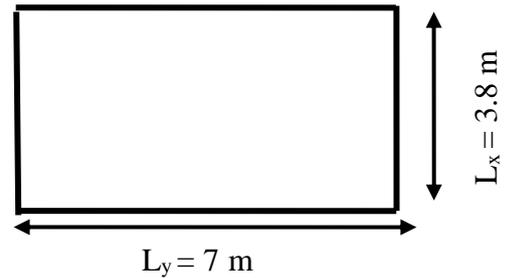
Pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

L_x = 3.8 m et L_y = 7 m.

Soit : G₀ le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.40 = 10 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$



VI.4. Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{50155.5276}{400.87} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 138.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{35758.0158}{400.87} + 10 = 99.20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G₀ le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{7} = 0.542 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ (Annexe I)

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0908 \times 138.61 \times 3.8^2 = 181.74 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 199.66 = 45.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 154.47 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 38.61 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -90.86 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -22.71 \text{ KN.m} \end{cases}$

L'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe I)$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,00948 \times 99.2 \times 3.8^2 = 135.79 KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4050 \times 149.12 = 55 KN.m \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 115.42 KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 46.75 KN.m \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -67.89 KN.m \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -27.49 KN.m \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.40) m^2$

➤ **Calcul de A_{min}**

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.54}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.936 cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \Rightarrow A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 cm^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 cm) = 25 cm$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferraillage du radier.

Position	Sens	M _u KN.m	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	154.44	13.31	3.93	8HA16=16.08	12
	Selon y	38.61	3.20	3.2	5HA12=5.65	20
En appuis	Selon x	90.83	7.67	3.93	6HA14=9.24	16
	Selon y	22.71	1.87	3.2	5HA10=3.93	20

-**L'ELS : Vérification des contrainte du béton** : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ' _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ' _{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	115.42	8.88	15	446.43	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	46.75	4.82	15	359.95	201.63	Non vérifiée
En appuis	X-X	67.89	6.33	15	413.73	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	27.49	2.83	15	211.73	201.63	Non vérifiée

-En recalculé à **L'ELS** : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	115.42	16.08	17.71	10HA16= 20.11	10
	Selon y	46.75	5.65	7.01	8HA12= 9.04	12
En appui	Selon x	67.89	9.24	10.25	8HA14= 12.32	12
	Selon y	27.49	3.93	4.12	7HA12= 7.92	14

• Schéma de ferrailage

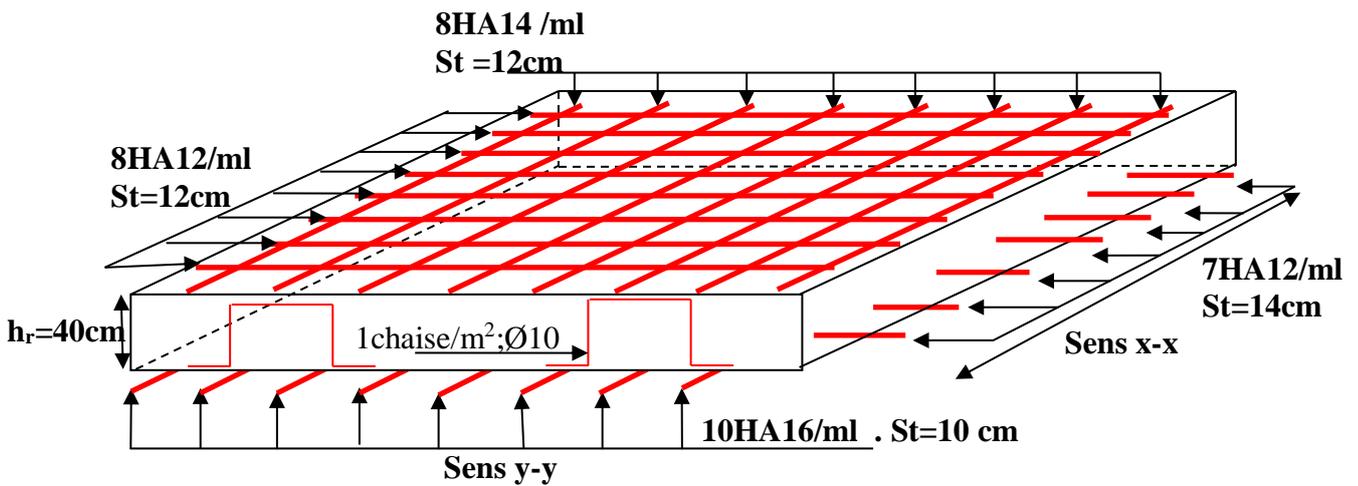


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.

4. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{max} = 7m$

Cas de charge équivalent

➤ Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=m} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=m} l_{xi}}$

➤ Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{2}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{2}) \times l_{xd}$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

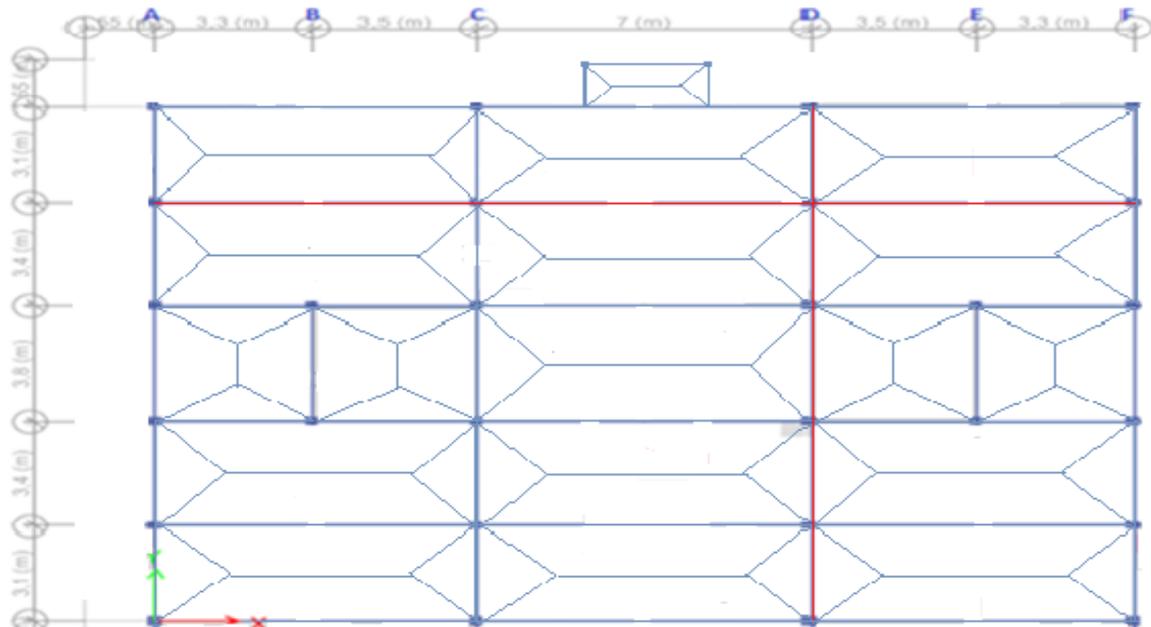


Figure. VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervures se fait de la même manier que les poutrelle (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad \text{Avec ; } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• **Sens X-X :**

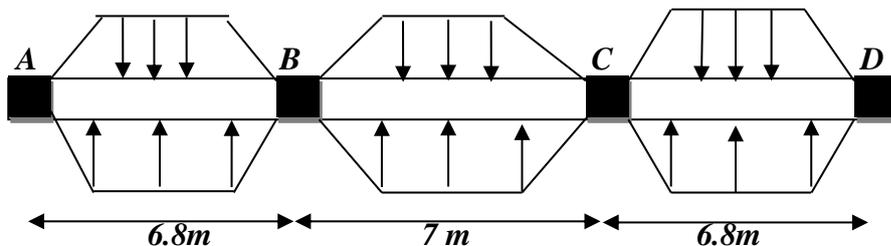


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	400.174	0	-1863.716	2.715	1475.004
B-C	402.06	-1863.71	-1863.716	3.5	598.902
C-D	400.174	-1863.71	0	4.085	1475.004

Moments défavorable A L'ELS : Tableau VI.5. Sollicitations à l'ELS.

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	1086.516
A-B	293.01	1080.001	B	-1364.64	-1634.667
B-C	294.4	438.56	C	-1364.64	1634.667
C-D	293.01	1080.001	D	0	-1086.516

• Sens Y-Y :

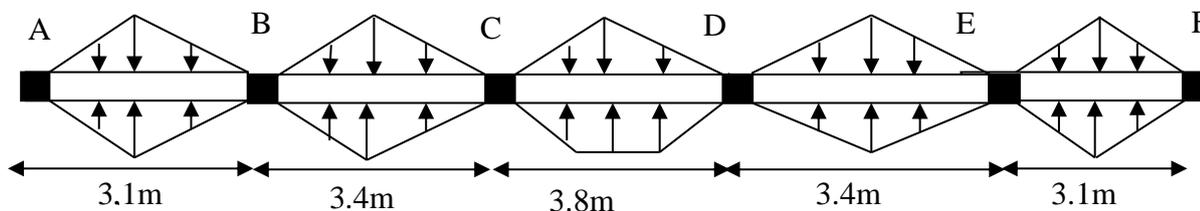


Figure. VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	307.47	0	-405.358	1.241	329.411
B-C	269.78	-405.358	-416.373	1.678	115.304
C-D	355.62	-416.373	-416.373	1.9	424.779
D-E	269.78	-416.373	-405.358	1.722	115.304
E-F	307.47	-405.358	0	1.859	329.411

Moments défavorable A L'ELS : Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	450.076
A-B	225.14	241.207	B	-296.816	-672.19
B-C	197.54	85.792	C	-302.136	773.474
C-D	256.72	305.087	D	-302.136	-773.474
D-E	197.54	85.792	E	-296.816	672.19
E-F	225.14	241.207	F	0	-450.076

• **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3.1}{10}; \frac{7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.27m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3.1}{10}; \frac{6.8}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.27m.$$

h=110cm ; h₀=40cm ; b₀=65cm ; b_{x,y}=1.25m ; b₁=30 cm.

Remarque : Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).

mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8. Résumé des résultats du ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1475.004	42.09	8.24	44.77	8HA20+4HA25
	Appui	1863.716	53.79		58.91	12HA25
Y-Y	Travée	424.779	36.90	8.24	37.70	12HA20
	Appui	416.373	36.71		37.70	12HA20

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$-V \max x = 1634.667; -V \max y = 773.474.$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = x = 2.16; y = 1.13MPa < 2.5MPa.$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \leq \min (60 \text{ mm} ; 31.4 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 16 \text{ mm} \quad ; \text{ On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : A_t = 3,14 cm² = 4T10

$$St \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min (94.5; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 65} = 48.30 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

Soit : S_t = 10 cm.

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = 10.10cm$$

• **Armatures de Peau :** D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section A_p=3 cm²/ml par la hauteur des nervures.

Nous avons : h_n= 110cm ⇒ A_p=3×1.1 = 3.3cm². On adopt 3HA14 = 4.62cm²/face.

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

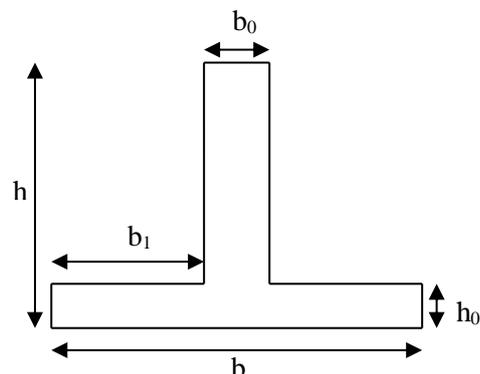


Fig. VI.9. Section à ferrailler.

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	1080	6.45	15	248.8	201,63	Non vérifiée
	Appui	1364.64	7.27	15	244.11	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	305.087	1.96	15	82.16	201,63	Vérifiée
	Appui	302.136	1.94	15	81.37	201,63	Vérifiée

Recalculé à L'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} adopté (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)
x-x	Travée	1080	44.77	58.91	12HA25=58.91
	Appui	1364.64	58.91	74.98	12HA25+2HA32=74.98

➤ Schémas de ferrailage des nervures

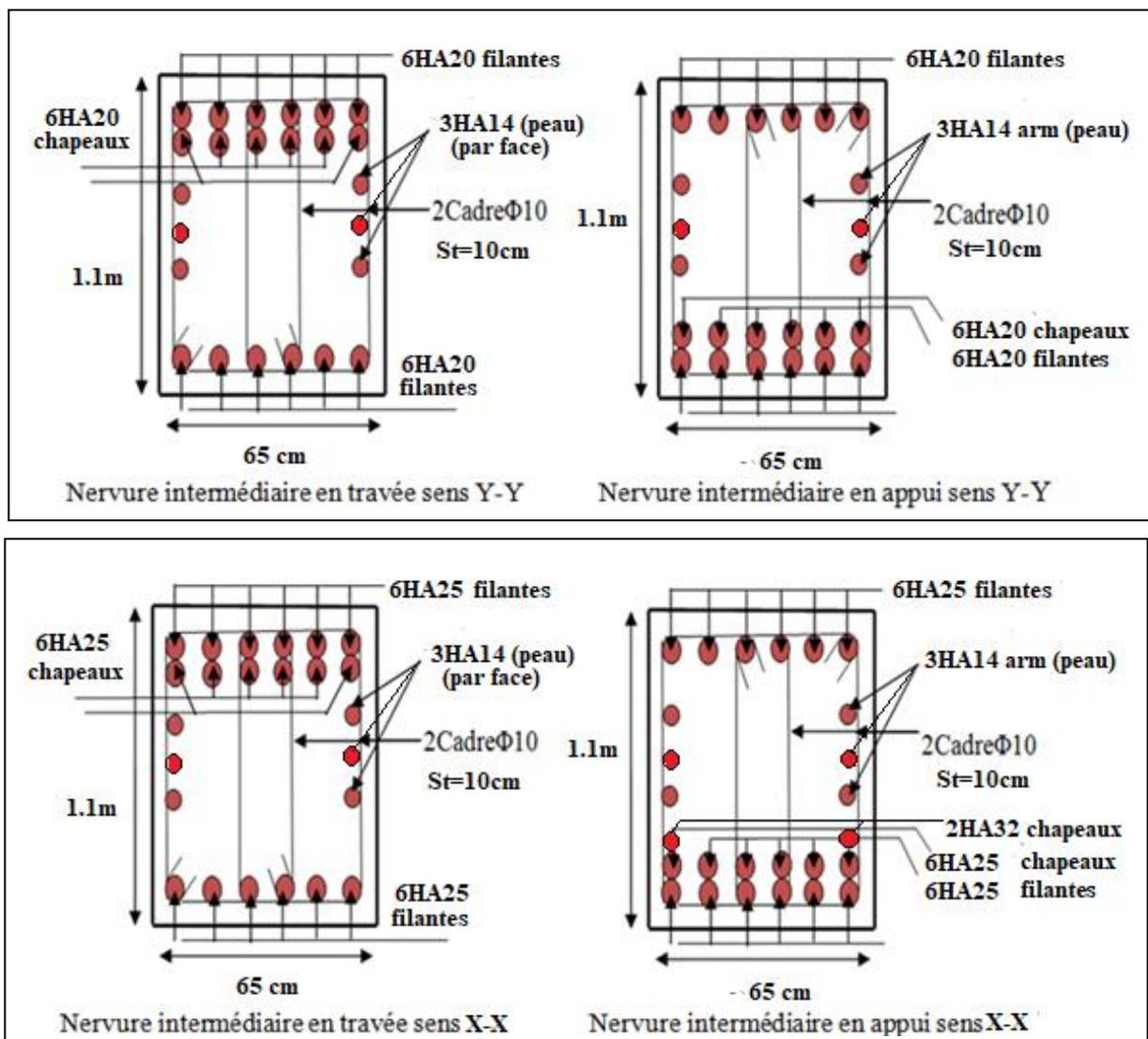


Fig. VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.5. Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Nous avons dans notre cas un vide sanitaire de 1.53m et un encrage de 2m d'où notre structure se comporte de 8 niveaux, donc en prévois un voile périphérique pour éviter le problème des poteaux court ainsi maintenir les terres autour, notre voile joue un rôle d'une boite rigide qui assure la stabilité au niveau des fondations. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm. - Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : **h=3.18m.**
- Epaisseur : **e=20cm.**

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 19 \text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 3^\circ$
- Cohésion : **C=0.73 bars.**

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble De panneaux dalles encastrés en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une

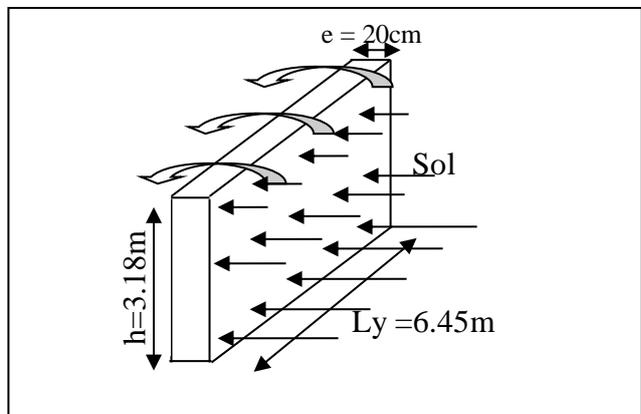


Figure VI.11. Schéma du mur périphérique

Surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{KN} / \text{m}^2$.

Sollicitations a) -Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 19 \times 3.18 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{3}{2} \right) = 54.41 \text{KN/m}^2$$

a) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{3}{2} \right) = 9 \text{KN} / \text{m}^2$$

-Ferrailage : Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU : $-P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 95.08 \text{KN/m}$.

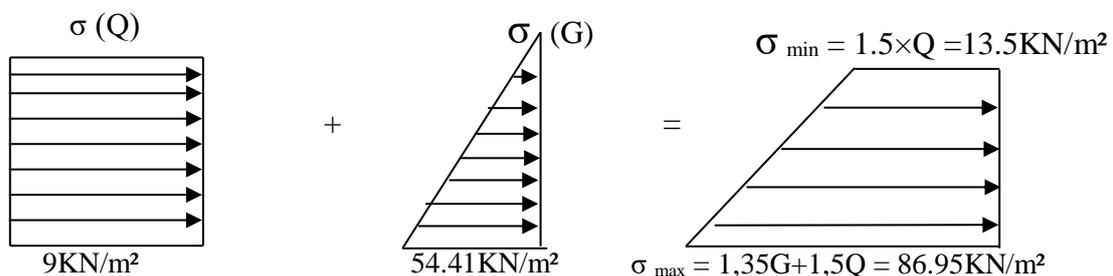


Figure VI.12. Diagramme des contraintes.

-Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3.18m ; \quad L_y = 6.45m ; \quad e = 20cm ; \quad b = 1m.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 68.58KN/m^2 ; \quad q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 68.58KN/ml.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.493 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.098 \times 65.58 \times 3.18^2 = 65KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 65 = 16.24KN.m \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 55.25KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 13.80KN.m \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_x = 32.5KN.m$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	55.25	9.89	2	14.07	7HA16
	Y-Y	13.8	2.35	2	5.65	5HA12
Appui		32.5	5.65	2	10.05	5HA16

-Espaceement des armatures : nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) =20cm ; Soit : St_x=14cm ; St_a= 20cm.

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm ; Soit : St_y=20cm.

Vérifications : A L'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.547 > 0,4 ; \quad A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \text{pour Fe 400.}$$

$$\left. \begin{aligned} A_x^{min} &= \frac{0,0008}{2} (3 - 0.49) \times 100 \times 20 = 2.008cm^2 \dots\dots\dots A_t > A_{min} . \\ A_y^{min} &= \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2 \dots\dots A_a > A_{min} . \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Effort tranchant : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa.$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{68.58 \times 3.18}{2} \times \frac{6.45^4}{3.18^4 + 6.45^4} = 105.21KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{68.58 \times 6.45}{2} \times \frac{3.18^4}{3.18^4 + 6.45^4} = 211.55KN. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{105.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.62 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{211.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 1.24 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 54.41 + 9 = 63.41 \text{KN/m}^2 ; \sigma_{\min} = 13.5 \text{KN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 50.93 \text{KN/m}^2 ; q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 50.93 \text{KN/m} .$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.3580 \end{cases} \dots (\text{Annexe I}) \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1013 \times 50.93 \times 3.18^2 = 52.17 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.358 \times 52.17 = 18.67 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	X-X	44.34	8.05	15	196.24	201.63
	Y-Y	15.85	3.99	15	167.43	201.63
Appui		25.52	5.30	15	158.76	201.63

VI.5.1 Schéma statique d'un voile périphérique

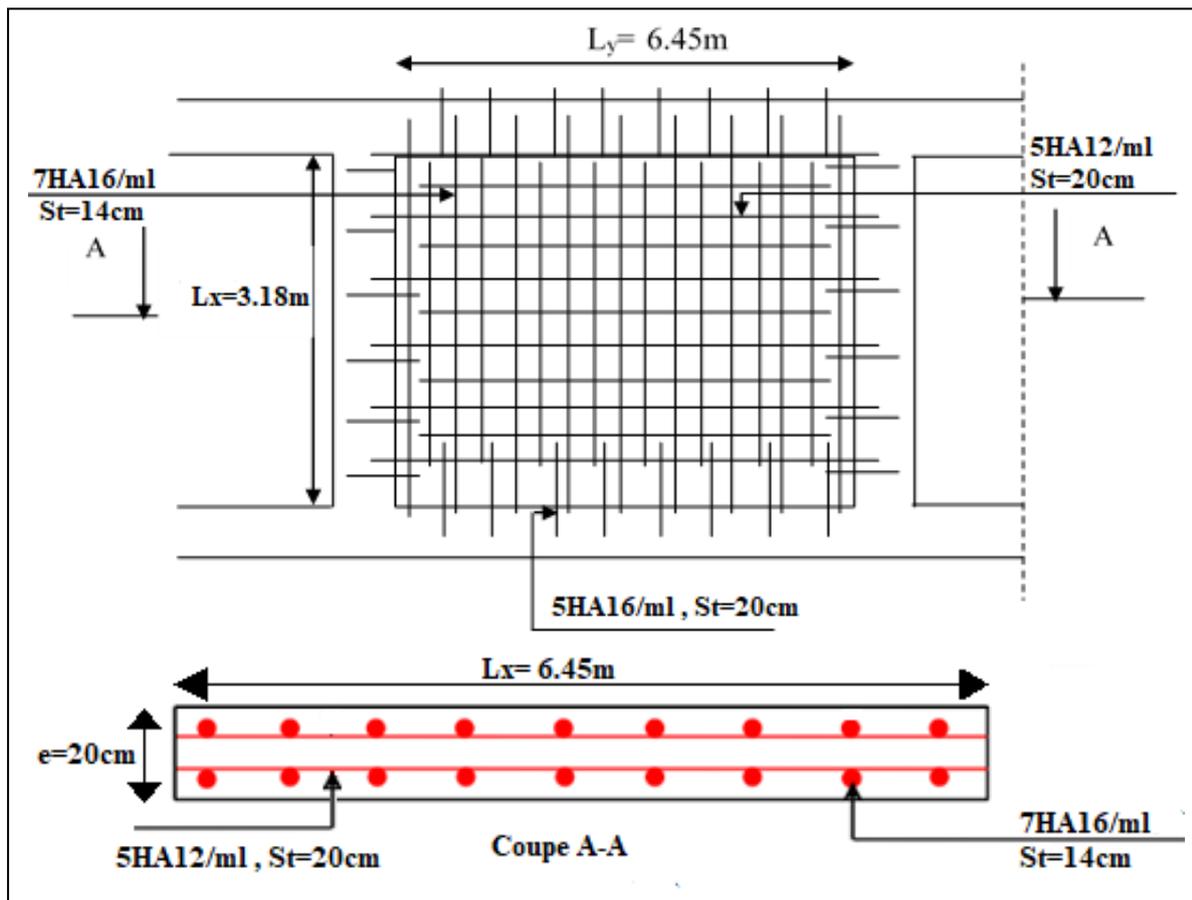


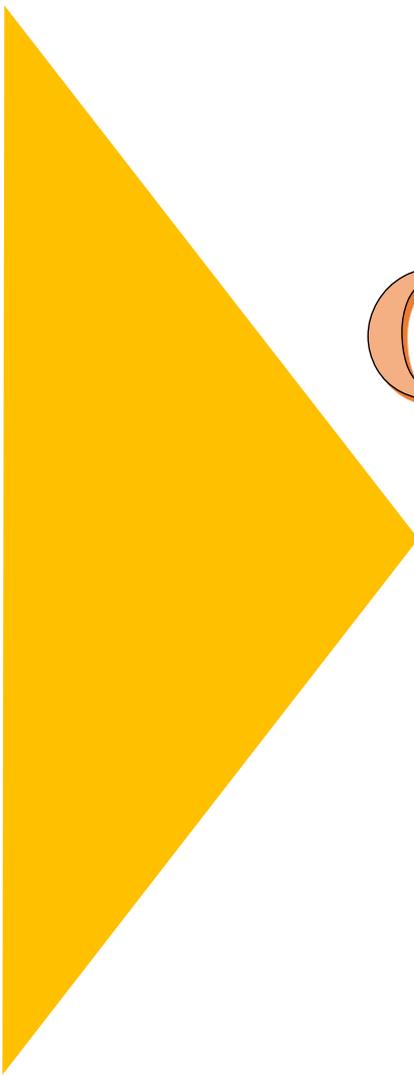
Figure.VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6. 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 les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 40cm
- Sections des nervures ; $(b \times h) = (65 \times 110) \text{ cm}^2$.
- Voile périphérique $e=20\text{cm}$. ($L_x=3.18 \text{ m}$, $L_y=6.45\text{m}$).



Conclusion

Générale

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- ❖ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- ❖ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été testés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ❖ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre et maîtriser, surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimal nous fera toujours aboutir.

Bibliographie

- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- ✓ Règles de calcul de béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(C.B.A.93).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours dynamique des structures (Université de Bejaia).
- ✓ Cours béton armé (université de Bejaia).
- ✓ Mémoire de fin de siècle master des années précédente.

Programmes utilisés

- ✓ Logiciel ETABS V16.
- ✓ Auto CAD 2016.
- ✓ SOCOTEC.

Annexes

ANNEXE I

$\alpha = L_x / L_y$	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 II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$ Avec $L_x < L_y$. $\rho = 0.9$.

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M ₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

ANNEXE III

Tableau des Armatures

(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

RAPPORT DU SOL

CONCLUSION :

Ce rapport a pour but de l'étude géologique et géotechnique du site réservé à la **Réalisation De 40 Logements Promotionnels.**

Le terrain est situé au village de **SID ALI LABHAR** localisé au Sud de la ville de Bejaia, il est à **400 m** environ de la mer méditerranéenne et à **300 m** environ au Sud d'Oued SOUMMAM, il est limité au Nord par un passage commun et un terrain vague, à l'Est par les 36 logts en cours de réalisation, à l'Ouest par des hangars et au Sud par des bâtiments.

De point de vue morphologique, le terrain est caractérisé par une morphologie plane.

Géologiquement, et d'après les sondages carottés, il est couvert par une couche des argiles limoneuses brunes reposent sur des sables limoneux et sables très fins brunes.

Les pénétrogrammes des essais pénétrométriques ont enregistré des valeurs de résistances de pointes variables, elles sont supérieures à **20 bars**, notant que le P02 a mis en évidence un horizon situé entre **4 et 9m** caractérisé par des faibles valeurs, elles sont comprises entre **5 et 10 bars**. Les deux essais pénétrométriques ont été poussés jusqu'au **10m** sans refus.

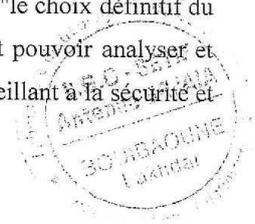
Le calcul de tassement avec une contrainte de **1.00 bar** pour un radier de **L=17m** et **B=14m** a donné des tassements totaux de **6.70 cm** (valeur inadmissible pour le bâtiment à cause des réseaux enterrés d'après Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (Fondations et ouvrages en terre troisième tirage 2002)):

A cet effet, pour le dimensionnement des fondations, nous proposons au bureau d'étude deux variantes :

Une contrainte admissible de **1.00 bars** pour un **Radier général** ancré à **2.00 m** de profondeur par rapport au niveau naturel actuel avec des tassements totaux $\Sigma \Delta h$ égaux à **6.50 cm** avec débords de **0.50 m** de part et d'autre du **Radier**.

une contrainte admissible de **0.80 bars** pour un **radier général** ancré à **2.00 m** de profondeur par rapport au niveau naturel actuel avec des tassements totaux $\Sigma \Delta h$ égaux à **5.10 cm** sans débords.

Selon le document technique réglementaire **DTR B.C.2.32 page 08 et 09**, "le choix définitif du système de fondation relève de la responsabilité du bureau d'étude, aussi il doit pouvoir analyser et exploiter les résultats de l'étude de sol afin d'élaborer un projet de fondation en veillant à la sécurité et à l'économie".



Le terrain est situé à **300 m** environ au sud d'oued SOUMMAM, donc c'est un terrain à risque d'inondation, à cet effet il est recommandé de surélever les fondations des blocs d'au moins de **1.00m** pour parer au phénomène d'inondation.

Le sol a une agressivité modérée au béton donc il est recommandé d'utiliser un ciment riche en silice (CRS).

Concernant la classification du site, la morphologie et la lithologie de ce dernier permettent de le classer dans la catégorie **S4**, selon le RPA 99 version 2003.

LE CHARGE DE L'ETUDE

A. KACI



LE CHEF D'ANTENNE DE BEJAIA

Chéf d'Antenne Béjaia
KACI Ammar



LE GERANT DE LA DIRECTION SETIF

Gerant Direction Setif
BOUBAOUNE Lakhdar



6. STABILITE DU SITE ET RISQUES PARTICULIERS :

Le site est stable, seulement la région de Bejaia est sujette à une grande intensité sismique (région volcanique), (**zone IIa-sismicité moyenne**) Il y a lieu par conséquent des précautions parasismiques particulières à prendre pour parer à ce phénomène (il convient de prendre en compte des mesures parasismiques mentionnées dans le document **R.P.A 99 version 2003**).

Le terrain est situé à **300 m** environ au sud d'oued SOUMMAM, donc c'est un terrain à risque d'inondation, à cet effet il est recommandé de surélever les fondations des blocs d'au moins de **1.00m** pour parer au phénomène d'inondation.

7. FONDATIONS :

7.1- Calcul de la contrainte admissible :

7.1.1) à partir des résultats des essais pénétrométriques :

La contrainte admissible du sol est calculée par la formule suivante basée sur la valeur de la résistance de pointe (**Rp**) à la pénétration:

$$Q(\text{admissible}) = \frac{Rp \text{ min}}{\alpha} \quad \text{Où}$$

Q (**admissible**): contrainte admissible du sol.
RP min: résistance minimale du sol = 30 bars.
 α : Coefficient variant entre 20 et 30.

$$Q(\text{admissible}) = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ bars}$$

7.1.2) à partir des essais de laboratoire (méthode C et ϕ) :

La contrainte admissible est donnée par la formule de Terzagui suivante:

$$Q(\text{admissible}) = \gamma h \cdot D + \frac{1}{F} \left\{ \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma h \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma h x D \cdot (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \right\}$$

Avec:

- γh = Densité humide; $\gamma h = \gamma d (1 + W_n)$.
- **D** = Profondeur d'encrage.
- **F** = Coefficient de sécurité ($F = 3$).
- **B** = Largeur de la semelle ;
- **L** = Longueur de la semelle;
- **Cu** = Cohésion de sol.
- **Nc**
- **Nq**
- **N γ**

Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement du sol ϕ°

Dans notre cas et pour radier général :

- $\gamma h = \gamma d (1 + W_n) = 1.48 (1 + 0.2898) = 1.90 \text{ t/m}^3$.
- **D** = 2 m.
- **F** = 3.
- **B** = 14m ;
- **L** = 17m;



- $C_u = 0.73$ bars.
- $\varphi = 3^\circ$;
- $N_c = 5.63$
- $N_q = 1.20$
- $N_\gamma = 0.03$

Après calcul et introduction des données géotechniques des sols obtenus à partir des essais de laboratoire on obtient la formule suivante:

$$Q(\text{admissible}) = 2.01 \text{ bar.}$$

7.2- Calcul des tassements :

Les tassements ont été calculés à la verticale du point du sondage n° 01 et 02, selon la relation de Leonard reliant la variation d'indice des vides due à la contrainte imposée par la charge, elle s'exprime comme suit :

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Δh = tassement induit.

h = épaisseur de la tranche de couche élémentaire

Δe = variation de l'indices des vides consécutif à la surcharge $\Delta \sigma$

$$\Delta e = (e_0 - e_f)$$

e_0 = indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale σ_0

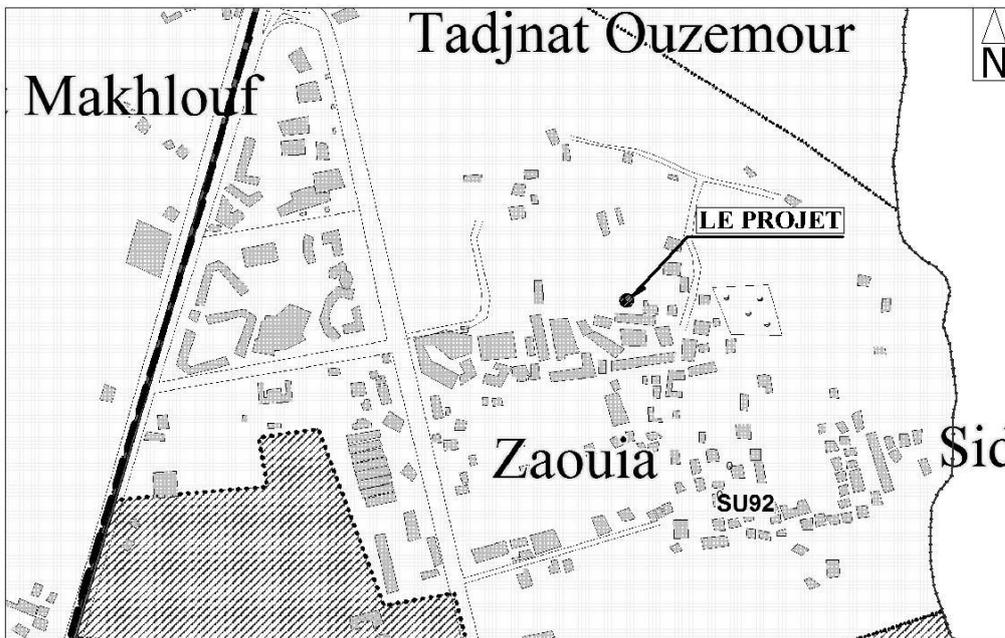
e_f = indice des vides finale.



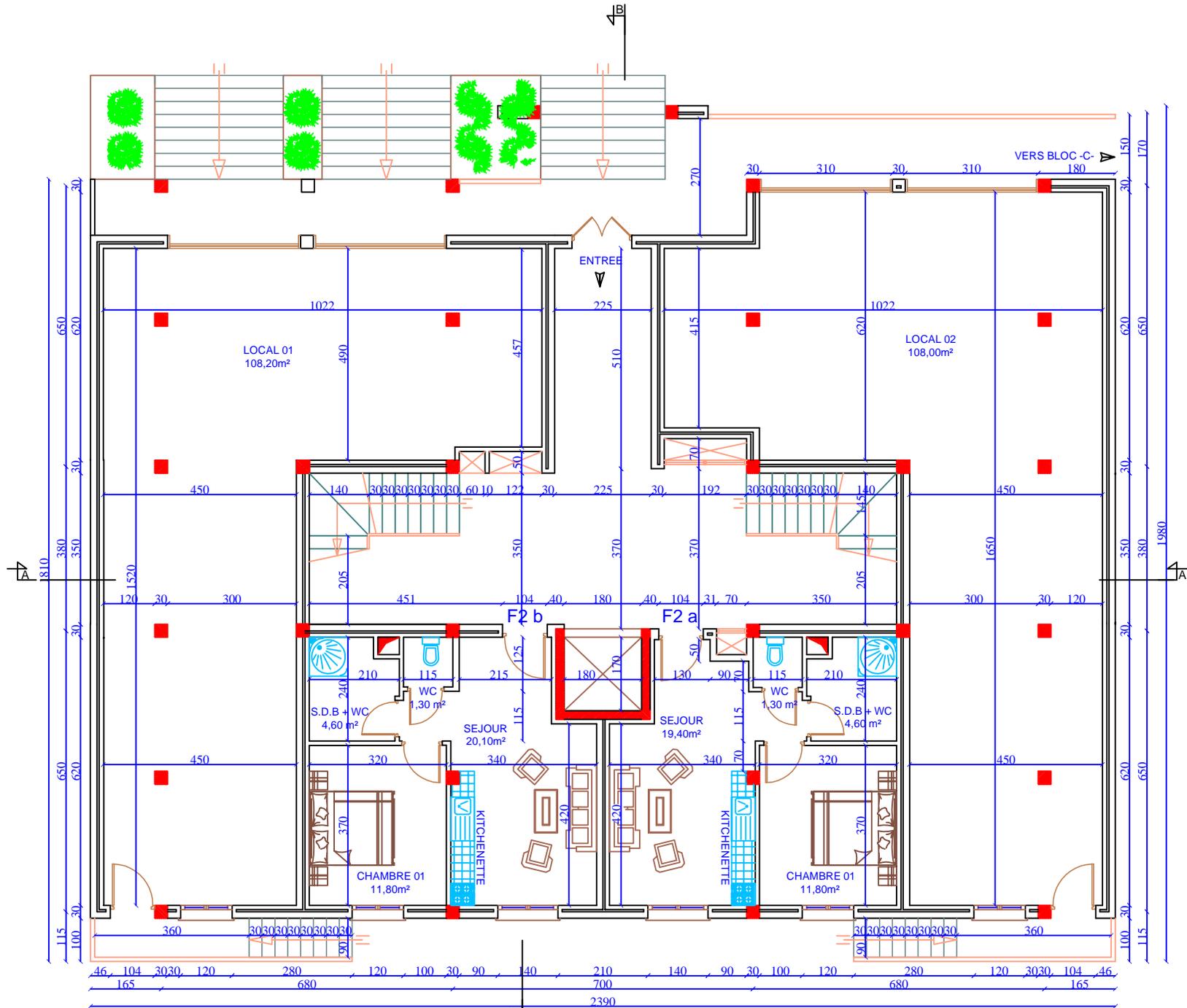
Les plans



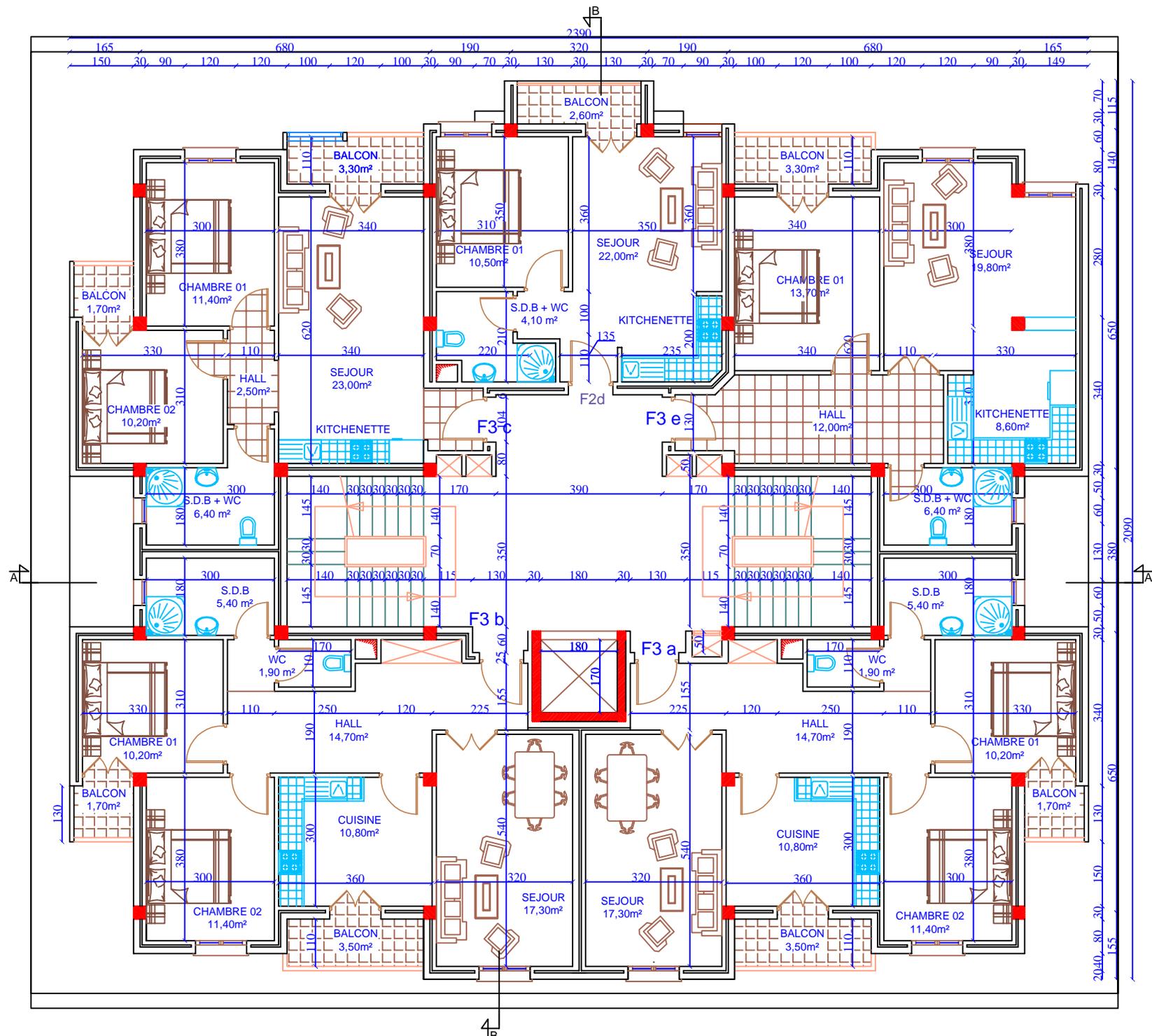
PHOTO AÉRIENNE
(EXTRAIT GOOGLE EARTH)



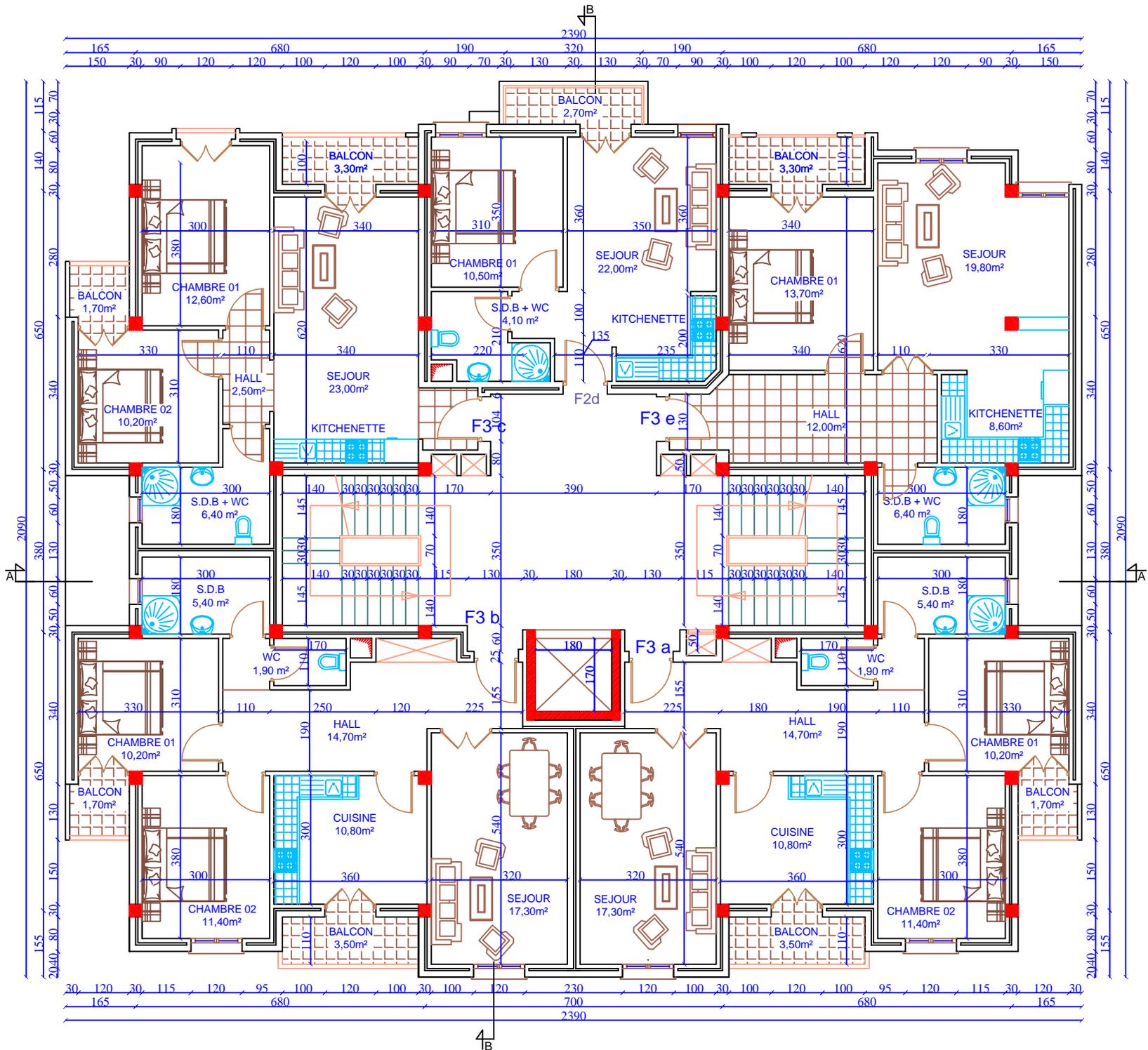
PLAN DE SITUATION Ech:1/25 000
(EXTRAIT DU PDAU Inter Communal)



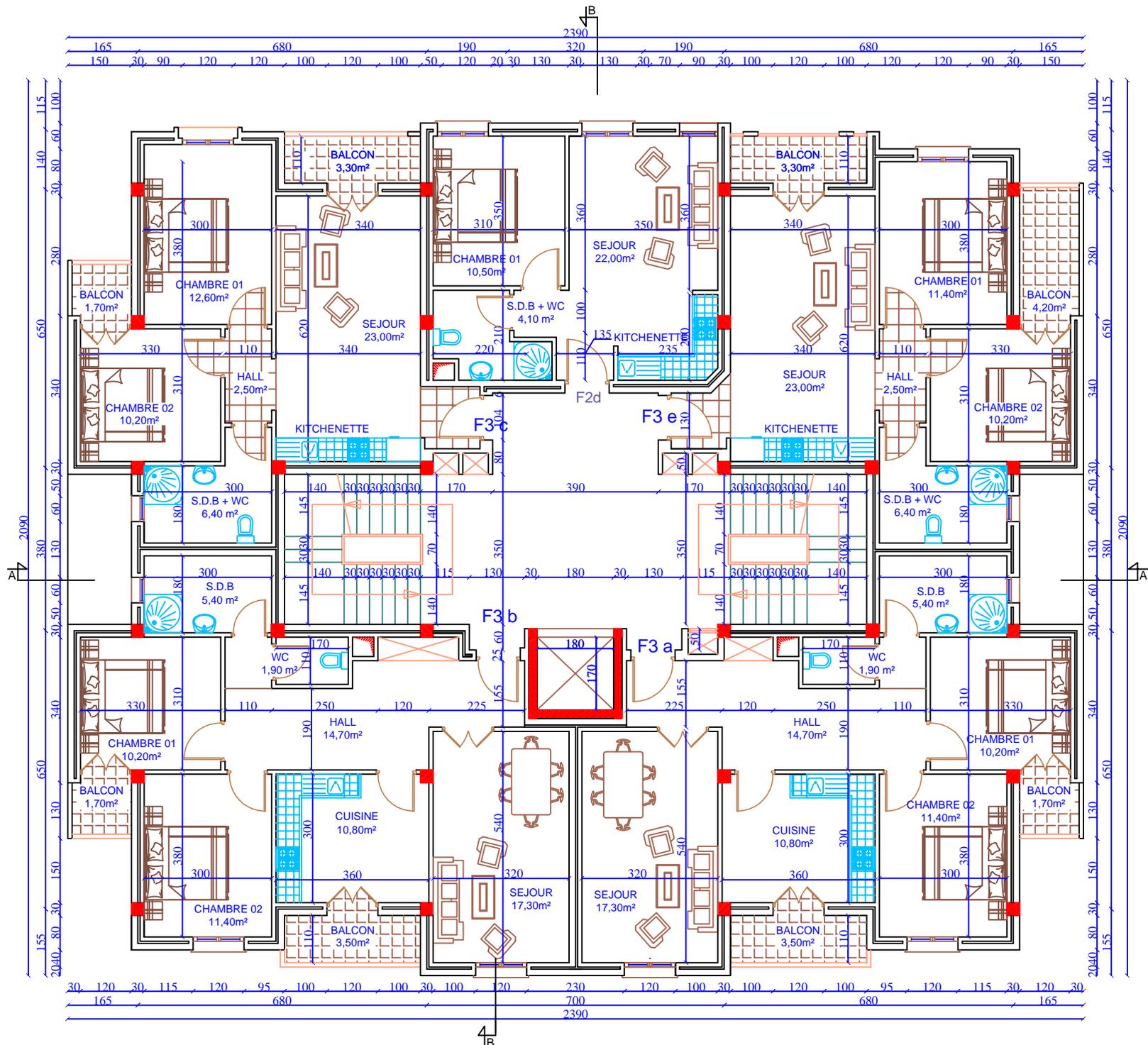
PLAN DU RDC Ech: 1/100



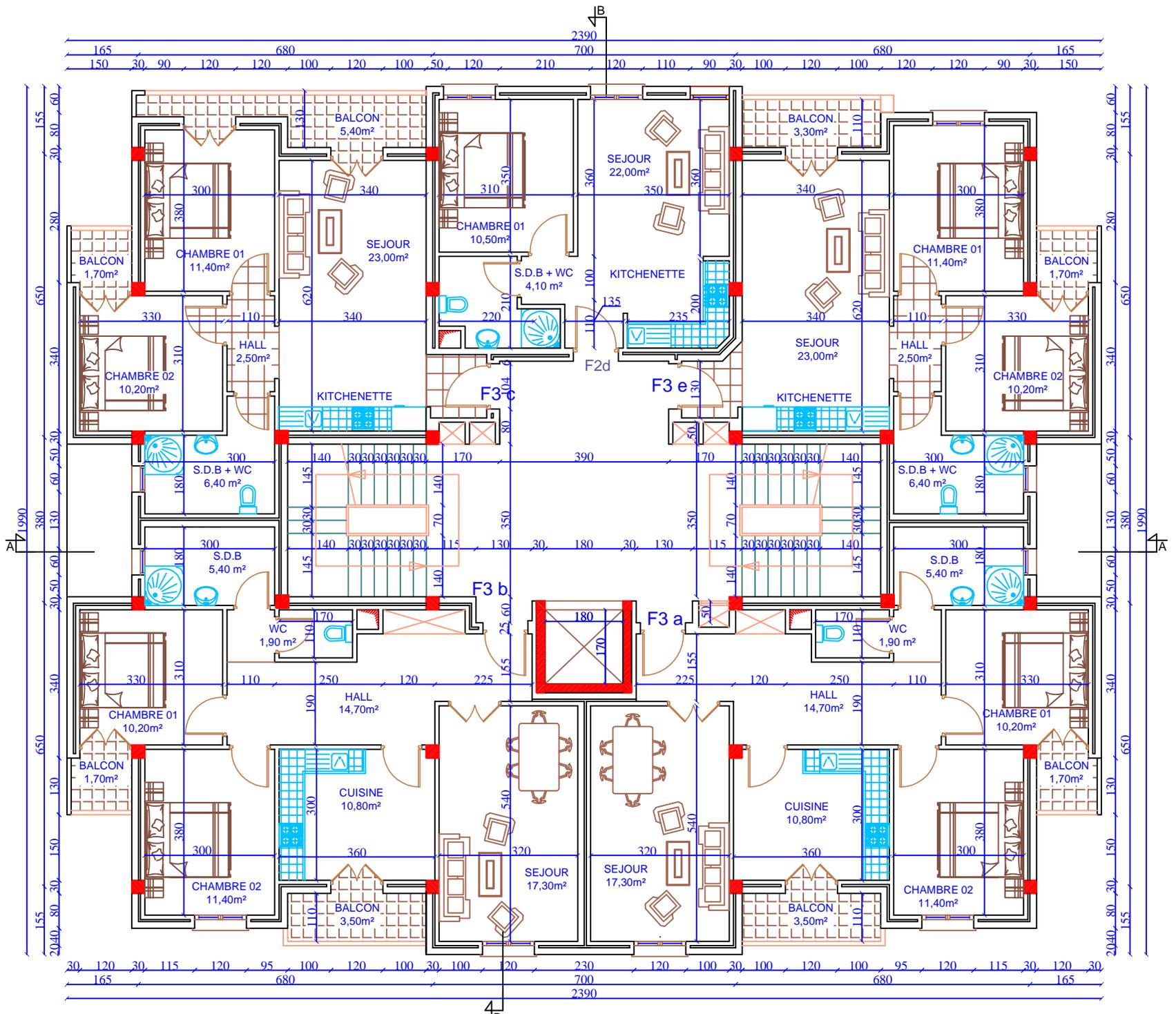
PLAN DU 2eme ETAGE Ech: 1/100



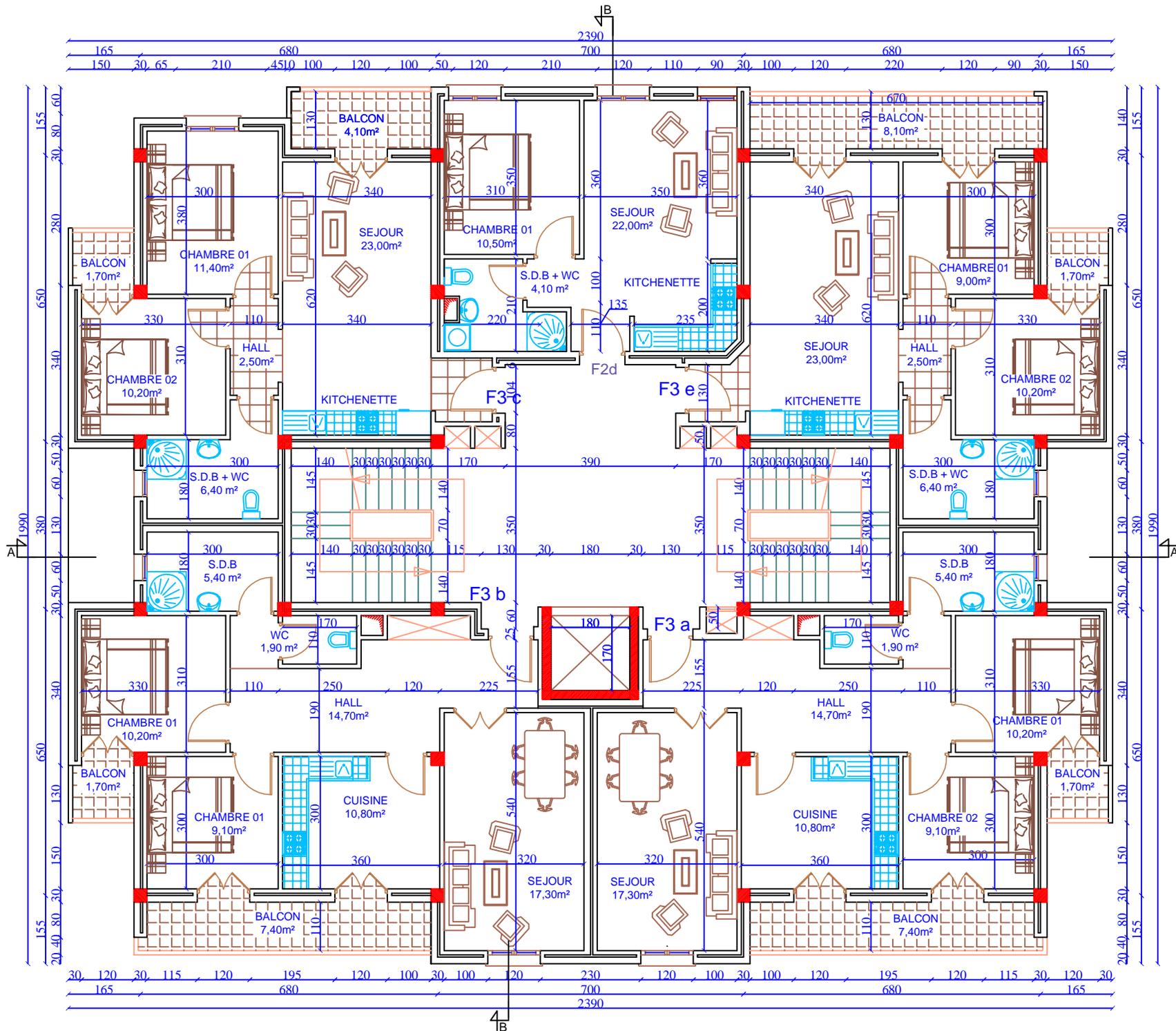
PI AN DII 3eme ETAGE Fch: 1/100



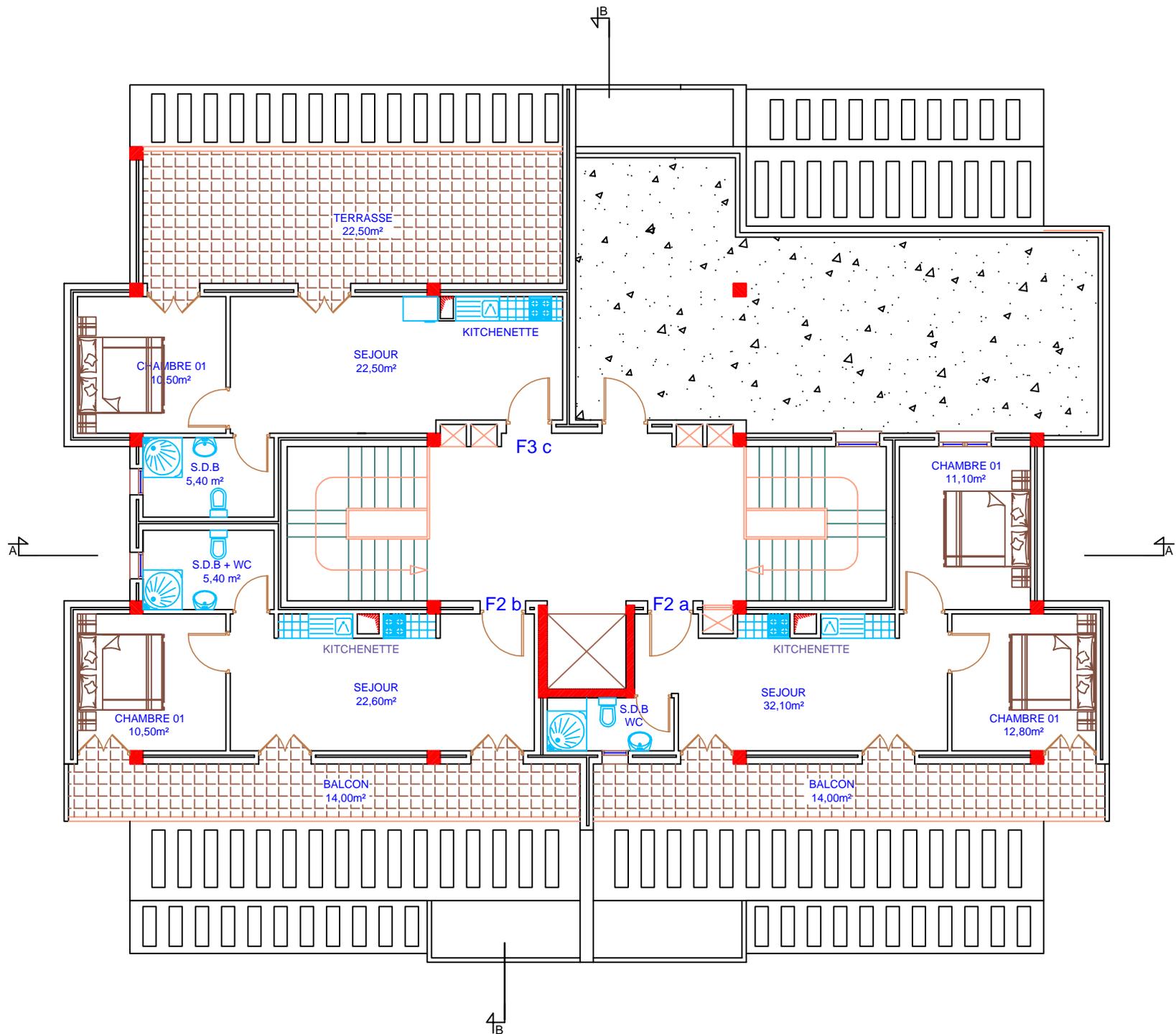
PLAN DU 4eme ETAGE Ech: 1/100



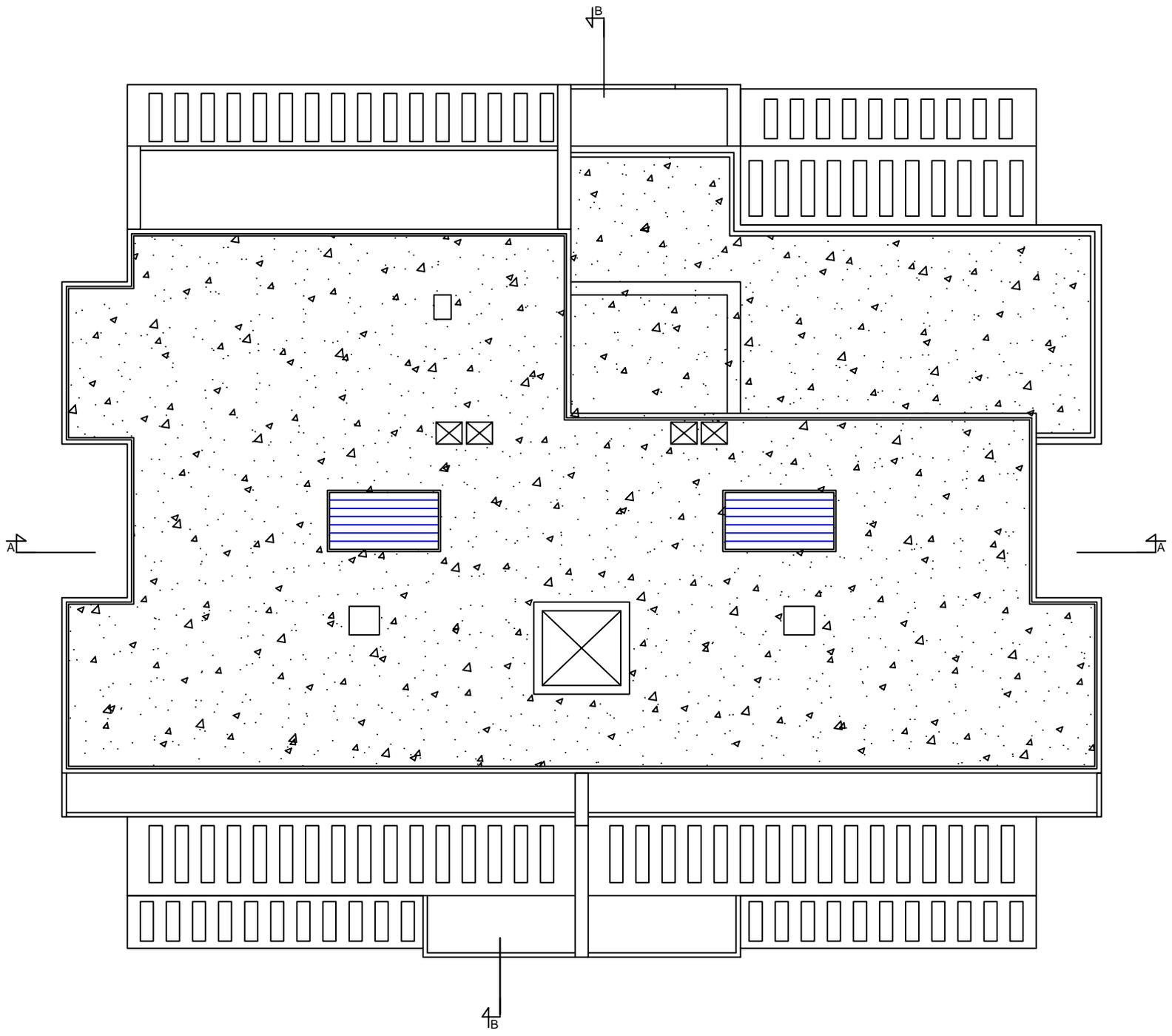
PLAN DU 5eme ETAGE Ech: 1/100



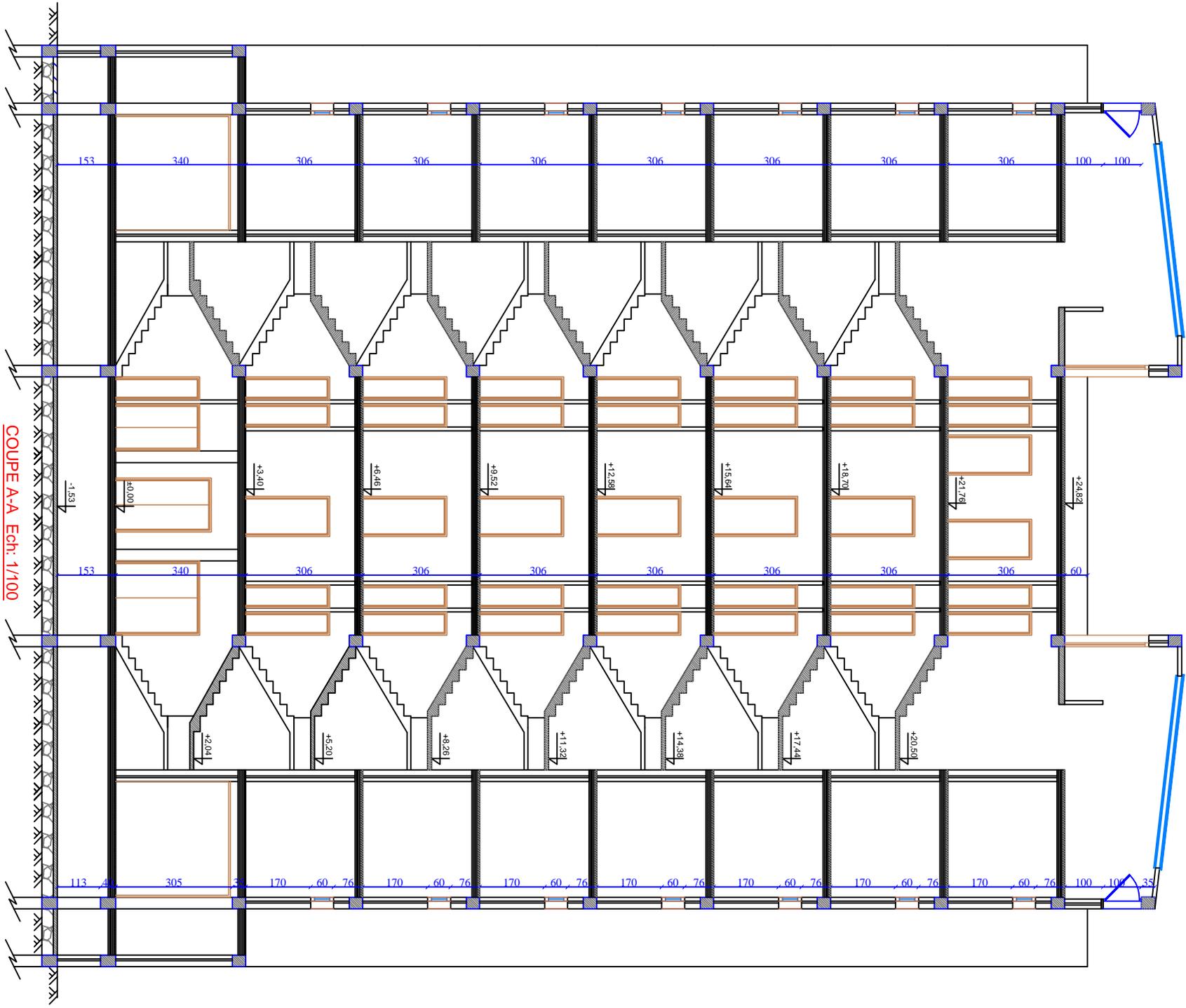
PLAN DU 6eme ETAGE Ech: 1/100



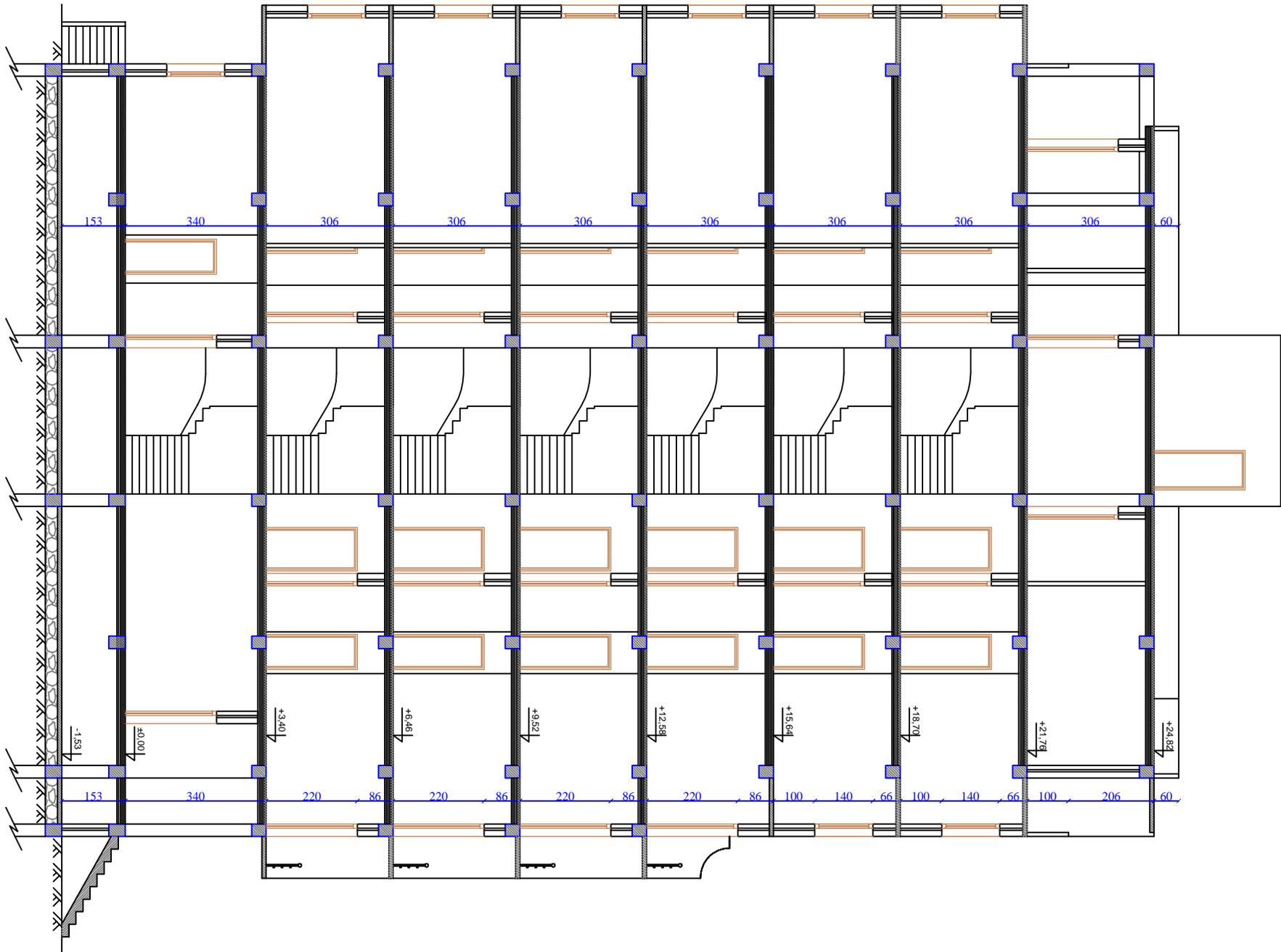
PLAN DU 7eme ETAGE Ech: 1/100

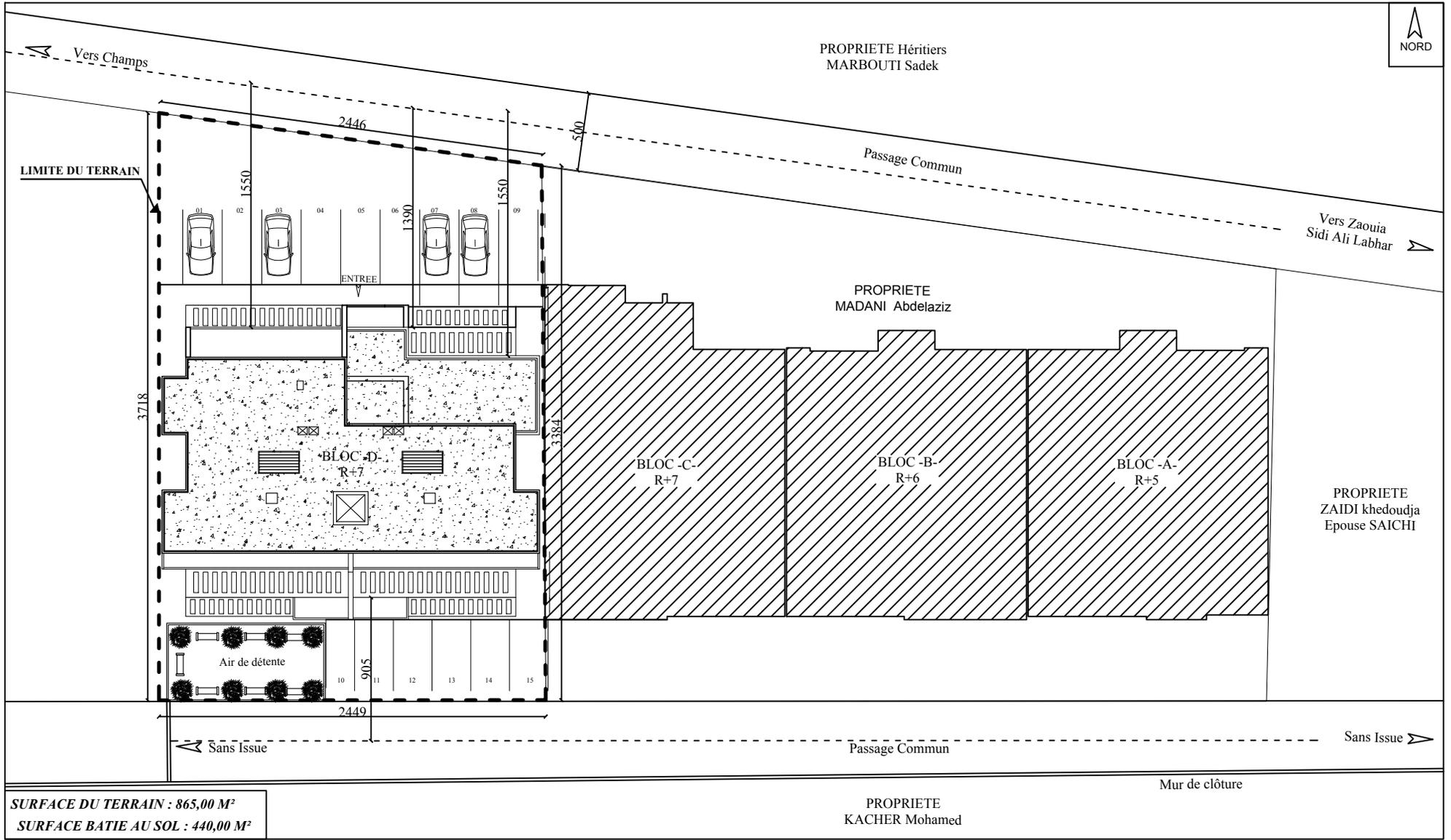


PLAN DE TOITURE Ech: 1/100



COUPE B-B Ech: 1/100

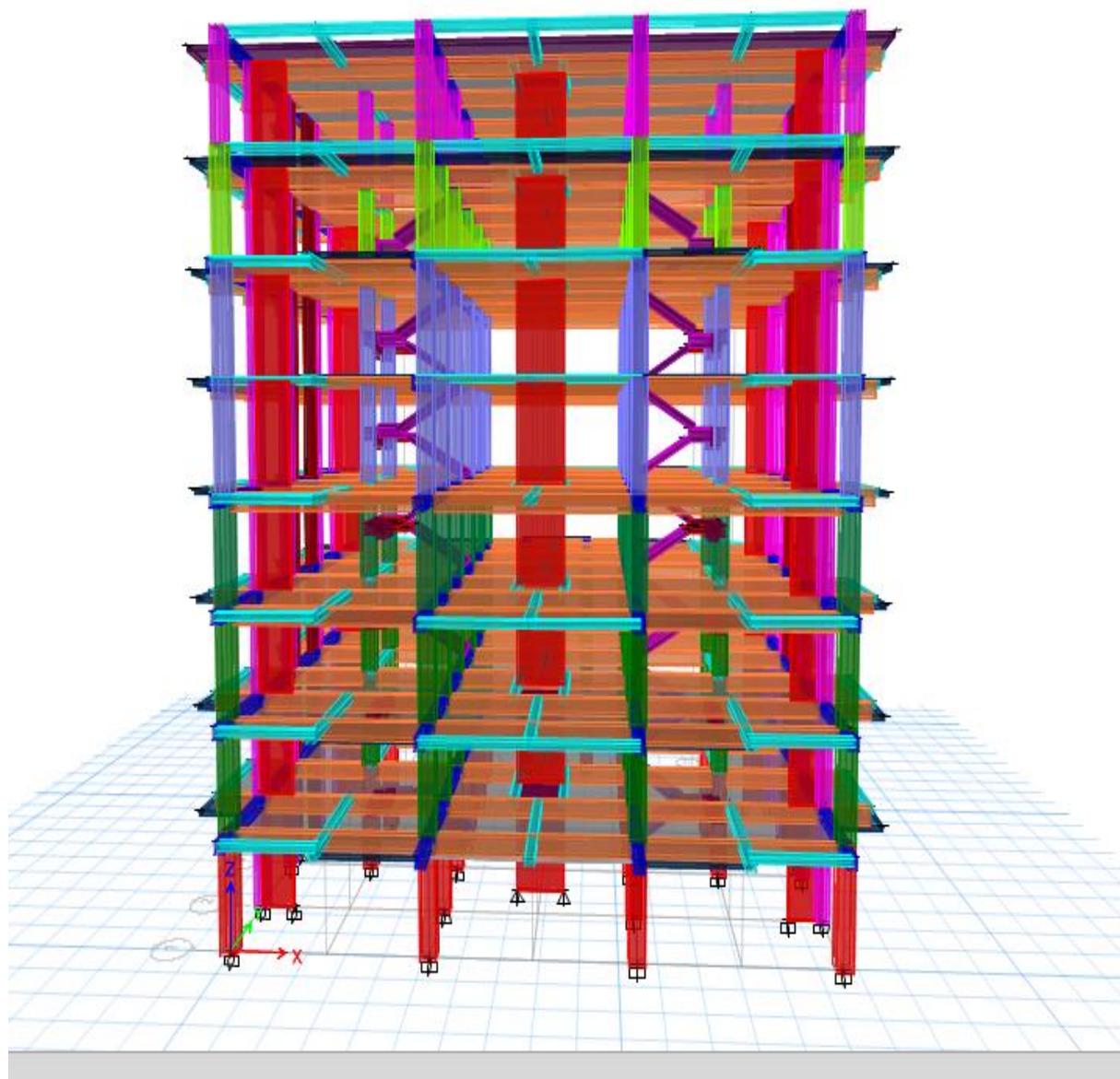




SURFACE DU TERRAIN : 865,00 M²
SURFACE BATIE AU SOL : 440,00 M²

PLAN DE MASSE Ech:1/200

STRUCTURE EN 3D (ETABS)



Vue de façade en 3D

