



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira-Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment R+11+sous-sol à usage multiples (habitation, commerce, service et parking au sous-sol)

Contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

M^{elle} BOUDJIT Sarah

M^{elle} BOUKEROUIS Sara

Encadré par :

M^{me} DJERROUD. T

Examiné par :

M^r .LARABAT

M^{me}.BOUAYAD

2020/2021

Remerciements

Grâce au Bon Dieu, grâce à la foi qui nous a planté dans nos cœur, grâce à la santé, le courage, la volonté que notre Dieu nous a offert, ce travail a pu être réalisé et bien fini.

A travers le présent mémoire, on tient à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont participé à son élaboration. Ces remerciements vont particulièrement :

A notre promotrice M^{me} DJERROUD.T pour ces efforts, la qualité d'encadrement exceptionnel, pour sa patience sa rigueur, et sa responsabilité durant notre préparation de ce mémoire.

Tout le personnel administratif et corps enseignant du département génie civil pour la qualité de formation reçue.

Enfin notre gratitude va à l'endroit de tous nos camarades de la promotion ainsi que tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à la réussite de notre projet.

Sarah et Sara

Dédicaces

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail:

A mon cher père qui ne cesse jamais de me conseiller et de me demander surtout de suivre ses pats.

A ma chère maman qui a toujours cru à mes compétences et qui m'encourage de toute sorte d'aller vers l'avant.

A mon neveu « Louai » Et sa maman « Zohra »,

A mes deux sœurs « Ferial et Rania », Vous m'avez épaulé en tout temps,

A ma petite « Ania »,

A mes grands-parents et toute la famille « AZZOUNE »,

Ainsi que la famille « BOUDJIT »,

A celui qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines,

A tous mes amis

A toute la promotion 2020-2021 du M2 GC

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation

Je remercie en particulier ma promotrice « M^{me} .DJERROUD.T » et notamment ma binôme « Sara » qui s'est battu pour la réussite de ce travail.

BOUDJIT Sarah

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que

Dieu leur procure bonne santé et longue vie.

À mes frères qui m'ont toujours soutenue tout au long de ce projet, sans oublier mes grands-parents, mes oncles et mes tantes, mes cousins et cousines.

À tout le personnel de l'université de Bejaia

À tous mes amis

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

BOUKEROUIS Sara

Liste des figures

Chapitre I Généralités

	Page
Figure I.1 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.....	4
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	4
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.	5
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier	6

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher corps creux	9
Figure II.2 disposition des poutrelles planchées etage1.....	10
Figure II.3 section d'une poutrelle.....	10
Figure II.4 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	13
Figure II.5 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.	13
Figure II.6 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	14
Figure II.7 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	14
Figure II.8 Schéma statique de la poutrelle Type 2	16
Figure II.9 Schéma escalier à deux volées.....	35
Figure II.10 schéma statique d'escalier	35
Figure II.11 schéma statique des escaliers.....	37
Figure II.12 Schéma statique de la poutre palière.....	39
Figure II.13 Section creuse équivalente.....	40
Figure II.14 Schéma statique de l'acrotère	43
Figure II.15 dimensions de la cage d'assesseur	44
Figure II.16 Schéma du rectangle d'impact.....	46
Figure II.17 Coupe transversale d'un voile de contreventement	52
Figure II.18 coupe transversale d'un poteau.....	53
Figure II.19 Surface afférente de sous-sol	54

Chapitre III Etude dynamique

Figure III.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	64
Figure III.2 Vue en plan de la disposition des voiles.....	64
Figure III.3 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	65
Figure III.4 Vue en plan de 1er mode de translation selon y.....	65
Figure III.5 Vue en plan de 2eme mode de translation selon x	66

Figure III.6 Vue en plan de 3eme mode de torsion selon z	66
---	-----------

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Figure IV.1 plan de repérage des poutres (sections)	87
Figure IV.2 Plan de repérage des poutres (numérotation)	87
Figure IV.3 Répartition des moments dans la zone nodale.....	96

Chapitre V Etude de L'infrastructure

Figure V.1 Schéma d'une semelle.....	107
Figure V.2 Semelle filante.....	108
Figure V.3 Dimensions du radier	110
Figure V.4 Présentation de zone d'impact de la charge compactée	110
Figure V.5 ligne de ruptures de la nervure dans les deux sens	115
Figure V.6 section de la nervure à ferrailé	117
Figure V.7 Répartition des contraintes sur le mur.....	120

Liste des tableaux

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Tableau II.1	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	11
Tableau II.2	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible	11
Tableau II.3	Évaluation des charges revenant au plancher étage courant	12
Tableau II.4	Différents types de poutrelles dans les planchers.....	15
Tableau II.5	Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	16
Tableau II.6	Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles	17
Tableau II.7	Ferraillage des différents types de poutrelles	18
Tableau II.8	Résumé de ferraillage longitudinal et transversal des différents niveaux	20
Tableau II.9	Vérification à l'ELU	25
Tableau II.10	Vérifications des contraintes dans les différents niveaux	25
Tableau II.11	Vérification de la flèche dans les différents niveaux	25
Tableau II.12	récapitulatif du dimensionnement des dalles pleines les plus défavorables	27
Tableau II.13	évaluations des charges revenant à la dalle pleine étage commerce	27
Tableau II.14	évaluations des charges revenant à la dalle pleine étage courant.....	28
Tableau II.15	récapitulatif des moments	29
Tableau II.16	récapitulatif du ferraillage à l'ELU	29
Tableau II.17	récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant	30
Tableau II.18	récapitulatif de la vérification des contraintes.....	30
Tableau II.19	récapitulatif des moments	31
Tableau II.20	récapitulatif du ferraillage a l'ELU	31
Tableau II.21	récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant	31
Tableau II.22	récapitulatif de la vérification des contraintes.....	32
Tableau II.23	récapitulatif du ferraillage à l'ELU	32
Tableau II.24	récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant	33
Tableau II.25	récapitulatif de la vérification des contraintes.....	33
Tableau II.26	récapitulatif des moments	34
Tableau II.27	récapitulatif du ferraillage à l'ELU	34
Tableau II.28	récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant	34
Tableau II.29	récapitulatif de la vérification des contraintes.....	34
Tableau II.30	pré dimensionnement de l'escalier :.....	36
Tableau II.31	Évaluation des charges revenant au palier	36
Tableau II.32	Évaluation des charges revenant aux volées	36

Tableau II.33 Évaluation des charges des murs double cloison	36
Tableau II.34 Ferrailage longitudinale de l'escalier	37
Tableau II.35 Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1	38
Tableau II.36 Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types	39
Tableau II.37 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1	39
Tableau II.38 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1	41
Tableau II.39 Récapitulatifs de calcul a torsion	42
Tableau II.40 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère.....	43
Tableau II.41 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère	44
Tableau II.42 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	46
Tableau II.43 Vérification de la contrainte dans le béton.....	47
Tableau II.44 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge concentrée	49
Tableau II.45 Vérification de la contrainte dans le béton.....	50
Tableau II.46 valeurs des dimensions des voiles.....	52
Tableau II.47 section des poteaux pour les différents niveaux.....	54
Tableau II.48 descente de charge du poteau b2.....	55
Tableau II.49 résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....	57
Tableau II.50 Résumé de la vérification au flambement des poteaux	58

Chapitre III Etude dynamique

Tableau III.1 Vérification la période fondamentale.	62
Tableau III.2 Valeurs des pénalités	62
Tableau III.3 Période et taux de participation massique de la structure.....	67
Tableau III.4 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	68
Tableau III.5 Vérification de l'interaction verticale	69
Tableau III.6 Vérification de l'interaction horizontale sens xx et yy.....	69
Tableau III.7 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage	71
Tableau III.8 Vérification des déplacements entres étages sens xx	71
Tableau III.9 Vérification des déplacements entres étages sens yy.	72
Tableau III.10 Vérification des effets du second ordre sens xx	73
Tableau III.11 Vérification des effets du second ordre sens yy.	74

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Tableau IV.1 Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.	76
Tableau IV.2 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage	80
Tableau IV.3 Ferrailage transversale des poteaux	82

Tableau IV.4 Vérification des armatures transversales pour chaque étage	83
Tableau IV.5 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.....	84
Tableau IV.6 Vérification des contraintes du béton au niveau des poteaux	85
Tableau IV.7 Vérification au cisaillement des poteaux	85
Tableau IV.8 sollicitations dans les poutres principales (ELU).....	88
Tableau IV.9 sollicitations dans les poutres secondaires (ELU)	88
Tableau IV.10 sollicitations dans les poutres principales (ELS)	88
Tableau IV.11 Sollicitations dans les poutres secondaires (ELS)	89
Tableau IV.12 Ferrailage des poutres principales (35×50).....	90
Tableau IV.13 Ferrailage des poutres principales (35×45).....	91
Tableau IV.14 Ferrailage des poutres secondaires (30×40)	91
Tableau IV.15 Calcul des espacements des barres dans les poutres.....	92
Tableau IV.16 Récapitule les vérifications des sections d'armatures transversales.....	93
Tableau IV.17 Vérifications des contraintes tangentielles	93
Tableau IV.18 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	93
Tableau IV.19 Vérifications de l'état limite de compression du béton	94
Tableau IV.20 Vérification de la flèche pour les poutres	94
Tableau IV.21 Moment résistant des poteaux	95
Tableau IV.22 Moment résistant des poutres principales	95
Tableau IV.23 Moment résistant des poutres secondaires.....	96
Tableau IV.24 Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Principales	96
Tableau IV.25 Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Secondaires.....	97
Tableau IV.26 Moment résistant des poteaux.....	97
Tableau IV.27 Ré-Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Principales.....	98
Tableau IV.28 Ré-Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Secondaires	98
Tableau IV.29 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux	102
Tableau IV.30 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux	102
Tableau IV.31 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux	103
Tableau IV.32 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux	103
Tableau IV.33 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux	104
Tableau IV.34 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux	104
Tableau IV.35 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x1}	105
Tableau IV.36 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x2}	105
Tableau IV.37 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y1}	105
Tableau IV.38 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y2}	105

Tableau IV.39 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy3	106
Tableau IV.40 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy4	106

Chapitre V Etude de L'infrastructure

Tableau V.1 Ferrailage du radier	112
Tableau V.2 Vérifications des contraintes du radier	113
Tableau V.3 Vérifications des contraintes du radier	114
Tableau V.4 Les chargements sur les travées sens X-X	115
Tableau V.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y	115
Tableau V.6 Sollicitations des nervures dans le sens x-x	116
Tableau V.7 Sollicitations des nervures dans le sens y-y	116
Tableau V.8 Sollicitations des nervures a l'ELS dans le sens X-X	116
Tableau V.9 Tableau des sollicitations a l'ELS dans le sens Y-Y	117
Tableau V.10 Ferrailage de la nervure sens x-x.....	117
Tableau V.11 Ferrailage de la nervure sens y-y.....	117
Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	118
Tableau V.13 Vérification des contraintes dans la nervure	118
Tableau V.14 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s	118
Tableau V.15 Section des armatures du voile périphérique.....	120
Tableau V.16 Vérification des contraintes dans le voile périphérique	121
Tableau V.17 Rê-vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	121

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

	page
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Implantation de l'ouvrage	1
I.4. Caractéristique de la structure	1
I.4.1. Caractéristique géométrique du projet	1
I.4.2. Données de site	1
I.5. Description structurale.....	2
I.6. Règlements et normes utilisés	3
I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	3
I.7.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).....	3
I.7.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).	3
I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.8.1. Le béton.....	3
I.8.1.1 La résistance caractéristique à la compression	3
I.8.1.2 La résistance caractéristique à la traction.....	4
I.8.1.3 Contrainte limite	4
I.8.1.4 Déformation longitudinale du béton	5
I.8.2. L'acier	6
I.8.2.1 Contrainte limite.....	6
I.9. Actions et sollicitations	7
I.9.1. Combinaisons d'action donnée par le RPA.....	7
I.10. Conclusion	7

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

II.1. Introduction	8
II.2. Pré dimensionnement et etude des éléments secondaire	8
II.2.1 Les planchers	8
II.2.1.1 Planchers à corps creux	8
II.2.1.1.1 Etude des poutrelles	12
II.2.1.1.2 Les différents types des poutrelles	15
II.2.1.1.3 Calcul des sollicitations.....	16

II.2.1.1.4	Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles	18
II.2.1.1.5	Les vérifications nécessaires	20
II.2.1.1.2	Ferrailage de la dalle de compression	25
II.2.1.2	plancher a dalles pleines	26
II.2.1.2.1	Dimensionnement des dalles les plus défavorables	27
II.2.1.2.2	Evaluation des charges et surcharges et surcharges	27
II.2.1.2.3	Etude de la dalle pleine à usage commercial, repose sur 4 appuis (DP').....	28
II.2.1.2.4	Ferrailage de la dalle pleine	29
II.2.1.2.5	Les vérifications nécessaires	29
II.2.2	Les escaliers	34
II.2.2.1	Pré dimensionnement des escaliers	35
II.2.2.2	Etude de l'escaliers	37
II.2.2.3	Calcul des sollicitations.....	37
II.2.2.4	Ferrailage de l'escalier	37
II.2.2.5	Les vérifications nécessaires	38
II.2.2.6	Calcul de la poutre palière d'étage courant.....	39
II.2.4.	Calcul de l'acrotère.....	42
II.2.4.1	Evaluation des charges et surcharges	43
II.2.4.2	Calcul des sollicitations.....	33
II.2.4.3	Ferrailage de l'acrotère	44
II.2.5	Ascenseur	44
II.2.5.1	Caractéristiques de l'ascenseur	44
II.2.5.2	Etude de l'ascenseur.....	45
II.3.	Pré dimensionnement des éléments principaux	51
II.3.1	Les poutres.....	51
II.3.1.1	poutres principales suivant le sens (XX).....	51
II.3.1.2	poutres secondaires suivant le sens (YY).....	51
II.3.2	Les voiles.....	52
II.3.3	Descente de charge sur le poteau le plus sollicité.....	52
II.3.3.1	Dégression des charges	53
II.3.3.2	La surface afférente	54
II.3.3.3	Les vérifications nécessaire	55
II.4.	Conclusion	58
Chapitre III Etude dynamique		
III.1.	Introduction	59
III.2.	Modélisation	59
III.3.	Le choix de type de contreventement	59

III.4.	Méthode de calcul	60
III.4.1.	La méthode statique équivalente	60
III.4.2.	La méthode modale spectrale	60
III.5.	Spectre de réponse de calcul	63
III.5.1.	Définition du spectre de réponse de calcul	63
III.5.2.	Résultats obtenus après modélisation	64
III.5.2.1.	Disposition et longueur des voiles.....	64
III.5.2.2.	Analyse modale	65
III.6.	Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	67
III.6.1.	Période de vibration et participation massique	67
III.6.2.	Vérification de l'effort tranchant à la base	68
III.6.3.	Justification de l'interaction voiles-portiques.....	68
III.6.3.1	Sous charges verticales	68
III.6.3.2	Sous charges horizontales	69
III.6.4.	Vérification de l'effort normal réduit	70
III.6.5.	Vérification vis-à-vis du déplacement.....	71
III.6.6.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73
III.7.	Conclusion	74

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

IV.1.	Introduction	75
IV.2.	Étude des poteaux :.....	75
IV.2.1.	Les exigences du RPA99/2003	75
IV.2.2.	Ferraillage des poteaux.....	78
IV.2.3.	Vérifications relatives aux poteaux	83
IV.3.	Etude des poutres.....	86
IV.3.1.	Ferraillage.....	89
IV.3.2.	Vérification des zones nodales	94
IV.4.	Etude des voiles	99
IV.4.1.	Introduction	99
IV.4.2.	Calcul des voiles.....	100
IV.4.3.	Ferraillage longitudinale	101
IV.4.4.	Le ferraillage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles	105
IV.4.	Conclusion	&à-

Chapitre V Etude de L'infrastructure

V.1.	Introduction	107
-------------	--------------------	------------

V.2.	Choix du type de fondation	107
V.3.	Vérification des semelles isolées	107
V.4.	Vérification des semelles filantes	108
V.5.	Radier général.....	109
V.5.1.	Pré dimensionnement	109
V.5.2.	Les Vérifications nécessaires	110
V.5.3.	Ferraillage du radier	111
V.5.4.	Etude des nervures	114
V.6.	Étude du voile périphérique	119
V.6.1.	Introduction	119
V.6.2.	Evaluation des charges et surcharges	119
V.6.3.	Ferraillage du mur	120
V.7.	Conclusion.....	122

Symboles Et Notations

Symboles Et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Symboles Et Notations

X, Y et Z : Coordonnées en général.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

f_{ci} : Résistance caractéristique à la compression

à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction

à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml.

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières années, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Qui doivent en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver des vies humaines.

En Algérie, 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 Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment (R+10+sous-sol). Il se constitue d'un parking au sous-sol, étage commerce et service au niveau de RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles /portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur cinq chapitres :

- Le premier consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnements des différents éléments de la structure, et l'étude des éléments secondaires
- Le troisième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 2016.
- Dans le chapitre quatre, nous allons étudier les éléments structuraux
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale.

L'étude est mené en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

On consacre ce premier chapitre pour présenter l'ouvrage qu'on va étudier avec définitions des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi présentation du site (localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site), ainsi que les règlements utilisés dans l'étude.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage que nous allons étudier est constitué d'un bâtiment à usage multiple composé d'un bloc en R+10 à usage d'habitation avec commerce, service et parking au sous-sol qui contiennent de 30 logements à usage habitation, chaque niveau est composé de 3 appartements (deux logement F3 de surface 74,81m² et un logement F4 de surface 125,53m²), et un étage commerce qui comporte 4 locaux, aussi un étage service qui à 7 locaux.

I.3. Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est implanté au lieudit ROUTE DES AURES-LA ZONE DE BEJAIA Classé en groupe d'usage 2 (la structure ne dépasse pas les 48 m de hauteur, et n'abrite pas plus de 300 personnes), c'est donc un ouvrage d'importance moyenne suivant les critères de classification du RPA99/version 2003.

I.4. Caractéristique de la structure

I.4.1. Caractéristique géométrique du projet

- Largueur du bâtiment (commerce, service, habitation) : $l = 22,10$ m.
- Longueur du bâtiment (commerce, service) : $L = 25,68$ m.
- Longueur du bâtiment (habitation) : $L = 16,60$ m
- Hauteur de sous-sol (parking) : $H = 3,06$ m.
- Hauteur du RDC (commerce) : $H = 4,28$ m.
- Hauteur du 1^{er} étage (service) : $H = 3,28$ m.
- Hauteur d'habitation : $H = 3,06$ m.
- Hauteur totale du bâtiment : $H = 35,68$ m.

I.4.2. Données de site

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, sondages carottés, sondages pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site ils ont tiré les conclusions suivantes :

- L'ancrage minimal des fondations superficiels $D = 04,0$ m par a port à la cote du terrain naturel
- La contrainte admissible du sol et $\sigma_{adm} = 2bars$.
- La nature de ce terrain est constituée essentiellement des argiles marneuses marron en surface et marne grise en profondeur.

- Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,09 \text{ t/m}^3 \\ \varphi_{UU} = 19,26^\circ \\ C_{UU} = 1,23 \text{ bars}^\circ \end{array} \right.$$
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
- Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales, selon RPA 2003 la classification du site est S2 site ferme.

I.5. Description structurale

- ❖ **Ossature** : La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre.
- ❖ **Le plancher** : sont des planchers constitués de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, il repose sur des poutrelles qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs et planchers en dalle pleine sont des planchers en béton armé seulement reposant sur un ensemble d'appuis, qui sont soit des poutres ou des voiles en béton armé, ils sont généralement utilisés pour plancher à surcharge élevée.
Dans notre projet on les a utilisés comme suit :
 - Etage commerce et balcon en dalle pleine
 - Etage service et habitation en corps creux
- ❖ **L'escalier** : est un élément secondaire en béton armé constitué d'une série de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.
L'escalier dans notre bâtiment est un escalier droit à 2 volées.
- ❖ **Gaine d'ascenseur** : Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.
- ❖ **La maçonnerie** : La maçonnerie du bâtiment réalisé en briques creuses.
 - Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double paroi (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour l'isolation thermique et phonique.
 - Les murs intérieurs sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Leurs fonctions principales sont la séparation des espaces et l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Les revêtements** :
Carrelage pour les planchers et escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
 - Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé encastré à sa base au plancher terrasse inaccessible, il joue le rôle d'un garde-corps. On a un seul type il est de 60cm de hauteur.
- ❖ **Les poutres** : sont des éléments porteurs horizontaux servant à transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux).
- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments porteurs verticaux servant à transmettre les charges qui leur sont transmises par les poutres aux fondations.
- ❖ **Les voiles de contreventement** : sont des éléments porteurs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges latérales aux fondations
- ❖ **L'infrastructure** : elle assure les fonctions suivantes :
 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitations des tassements différentiels

I.6. Règlements et normes utilisés

- RPA99/Version 2003 « Règlements Parasismiques Algériennes »
- CBA 93 « code de béton armé »
- BAEL 91/version 99 « béton armé aux états limite »
- DTR B.C.2.2 « document technique réglementaire charge et surcharge »
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- Cahier de cours béton du cursus ; 2017/2021
- Ancien mémoire fin d'étude

I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

I.7.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.7.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.7.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$.
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
 n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1. Le béton

Le béton est un matériau composite, c'est un mélange de matériaux inerte « granulats », avec un liant hydraulique qui est le ciment et de l'eau de gâchage et dans certain cas spécifique on ajoute des adjuvants et de la fine particule « les cendres volantes », ou bien les deux à la fois.

I.8.1.1. La résistance caractéristique à la compression

Dans les constructions courantes le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jour noté (f_{c28}) , cette résistance (f_{cj}) en MPa est obtenue par de nombreux essais de compression jusqu'à rupture sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le béton durci progressivement en fonction de son âge et par convention on a retenue pour le calcul suivant :

Pour $j \leq 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ jours : $\longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$

j: nombre de jour.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa

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

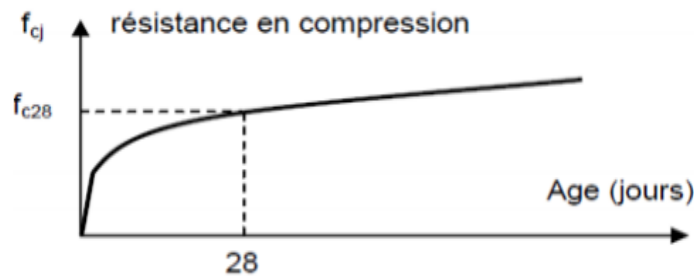


Figure I.1 : Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge

I.8.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jour j noté f_{tj} est conventionnellement défini par les relations

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{Si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 f_{cj} & \text{Si } f_{t28} > 60 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pour $j=28$ jours $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.8.1.3. Contrainte limite

a) Etat limite ultime (ELU)

❖ **Contrainte limite de compression**

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

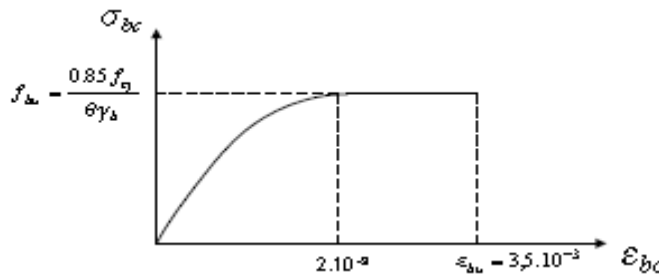


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\Theta \gamma_b}$$
- γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1,15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$
- Θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\Theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$$

On prend : $\Theta = 1$.

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

❖ **Contraintes admissibles de cisaillement du béton**

✓ Pour la fissuration peut nuisible (FPN) : $\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 3,33 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,35 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

✓ Pour la fissuration nuisible (FN) : $\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 2,5 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,26 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

b) état limite de service CBA93 (Art A.4.5.2).

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

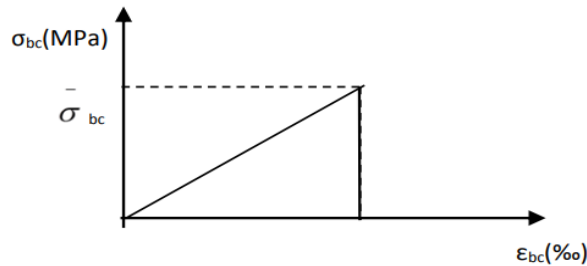


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.8.1.4. Déformation longitudinale du béton

❖ **Le module de déformation longitudinal instantané**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ **Le module de déformation longitudinal différé**

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

❖ **Le module de déformation transversal**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(v+1)}$

Coefficient de poisson « v » : C'est un rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases} \quad G = \begin{cases} 16082,1 & \text{à l'ELU} \\ 13401,67 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

I.8.2. L'acier

L'acier est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression.

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$FeE400 = 400 \text{ MPa}$$

I.8.2.1. Contrainte limite

a) Etat limite ultime

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

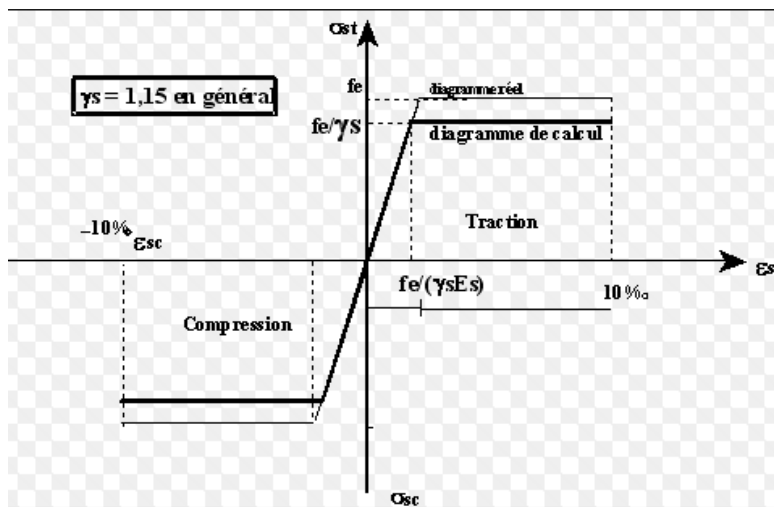


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{situation courante} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 & \text{situation accidentelle} \\ 348 & \text{situation courante} \end{cases}$$

b) Etat limite de service :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj}\right) = 201,63 \text{ MPa}$.

Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj}\right) = 164,97 \text{ MPa}$.

η = coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles à soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\varphi \geq 6\text{mm}$

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\varphi < 6\text{mm}$

I.9. Actions et sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

I.9.1. Combinaisons d'action donnée par le RPA

Situation durable : $\begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$

Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G + Ex \\ 0,8G + Ey. \end{cases}$

I.10. Conclusion :

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa,

On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000MPa.

Chapitre II

Pré Dimensionnement
et étude des éléments
secondaires

II.1. Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

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

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

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire :

II.2.1. Les planchers

Les plancher sont des éléments horizontaux destinés à reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteur, ils sont aussi conçus pour transmettre l'action accidentelle (vent, séismes choque ...Etc.) Par l'action diaphragme des planchers aux éléments de contreventement.

Deux types de plancher sont utilisés dans notre bâtiment :

Un plancher en dalle pleine pour étage commercial pour éviter la flèche et quelques panneaux aux niveaux supérieurs.

Un plancher en corps creux pour les niveaux de 1 à 10 et étage service.

II.2.1.1. Plancher corps creux

Ce type de plancher est utilisé dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage qu'il est économique facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique. Il se constitue de corps creux, poutrelles et une dalle de compression

➤ Dimensionnement

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art B.6.8.4.2.4})$$

Avec

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 540 - b_{\text{poutre}} = 540 - 35 = 505 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{505}{22.5} = 22,44 \text{ cm, soit un plancher de } 25 \text{ cm pour tous les niveaux}$$

{ 20cm: hauteur du corps creux
{ 5cm: hauteur de la dalle de compression

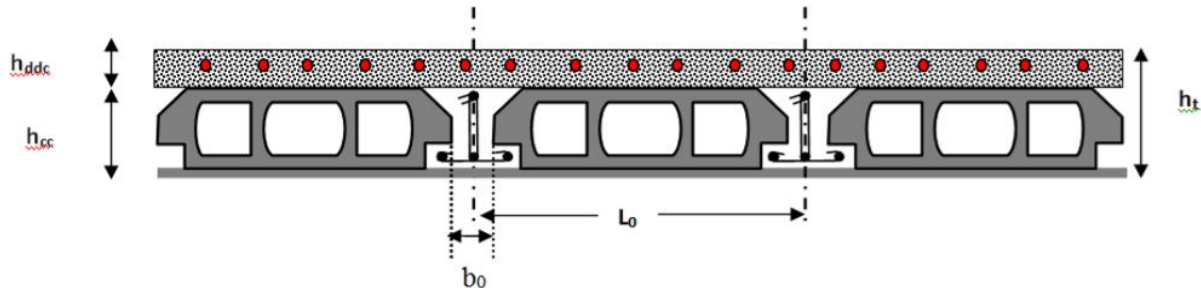


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : la largeur de la poutrelle

l_0 : entre axe des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

- **Poutrelle**

- **Disposition des poutrelles, position des dalles pleines :**

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères essentiels, le critère de la petite portée (a pour but de réduire la flèche) et le critère de la continuité (pour avoir le maximum d'appuis)

La disposition adoptée dans ce projet est en fonction de critère de petite portée comme montré dans la figure II.2 pour tout le plancher de tous les niveaux sont illustrées dans **L'ANNEXE I**

PLAN DE L'ETAGE 1 Echelle : 1/50

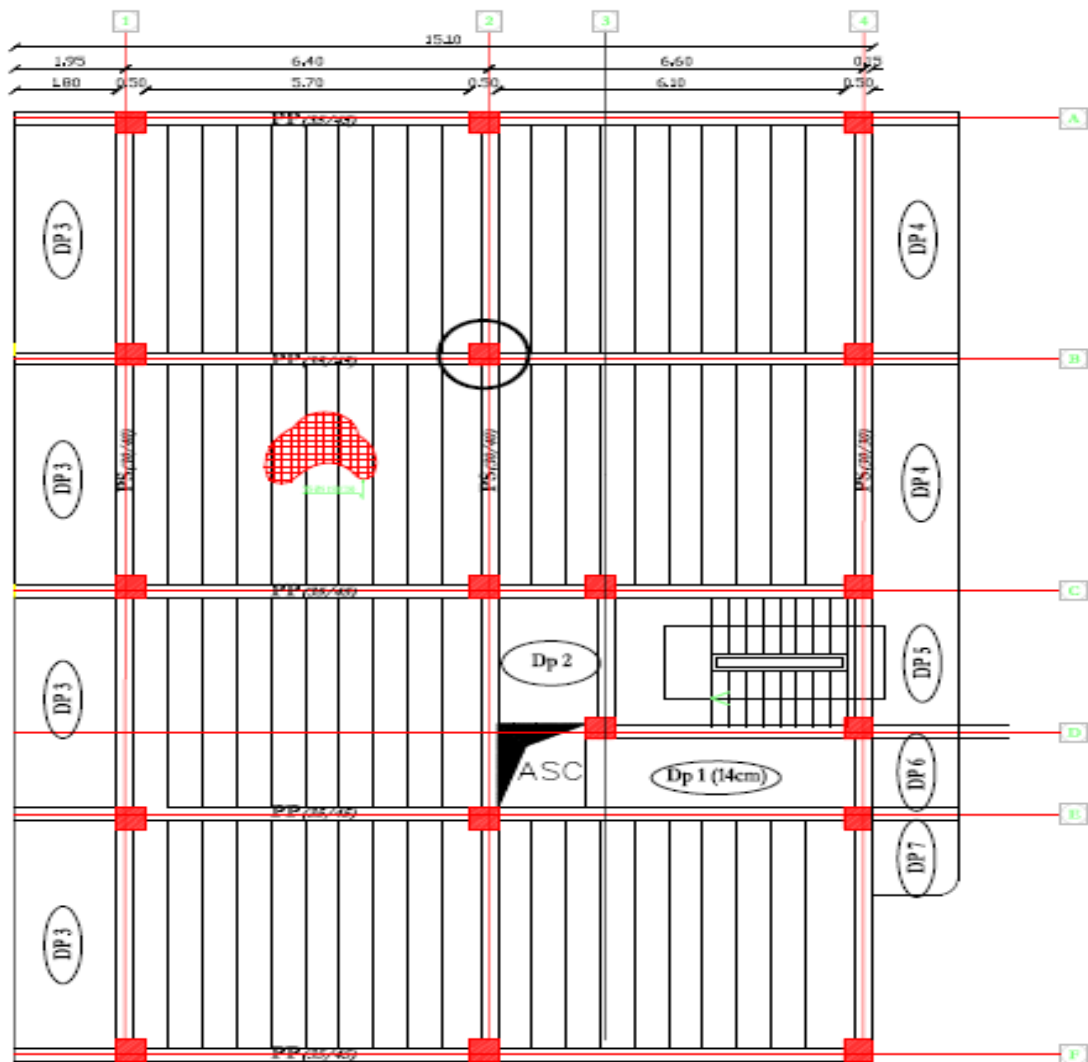


Figure II.2 disposition des poutrelles planchées étage 2

➤ Dimensionnement des poutrelles

b : largeur efficace de la dalle de compression

b_0 : largeur de la poutrelle

h_0 : hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur total du plancher

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 15 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

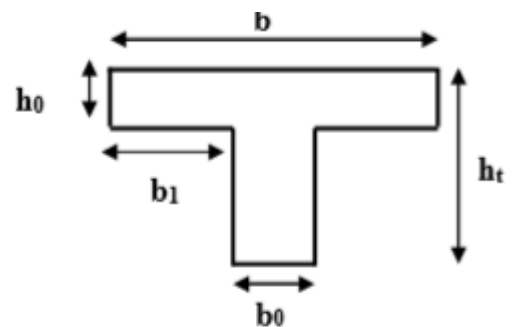


Figure II.3 section d'une poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec l_x : distance entre nus d'appuis de face de deux poutrelles

l_y : Travée minimal des poutrelles dans le sens de leurs dispositions

$$l_x = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{540}{10}\right)$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min(26.5, 54)$$

$$b \leq 26.5 * 2 + 12$$

$$b \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit } b = 65 \text{ cm.}$$

➤ **Evaluation des charges :**

• **Remarque**

Vue les grandes travées qu'on a dans cette structure on a opté pour un corps creux en polystyrène afin d'alléger la structure.

Tableau II.1.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (20+5)	/	0.25	2.5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.18
charge d'exploitation Q			1

Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0,4

Mortier de pose	18	0.36	0,36
Lis de sable	20	0.4	0,4
Forme de pente	22	2.2	2.2
Corps creux (20+5)	/	2	2
Enduit de plâtre	10	0.2	0.2
Charge permanent G			G=5.56
Charge d'exploitation Q			Q=1.5

- **Évaluation des charges revenant au plancher étage courant**

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	20	0,02	0,4
Corps creux (20+5)	/	0,2	2
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			4.26
charge d'exploitation Q			1.5

II.2.1.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

a. Méthode Forfaitaire

a.1 Domaine d'application

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

a.2 Application de la méthode

- Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- * $M_{t+} (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- * $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire.
- * $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0/2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

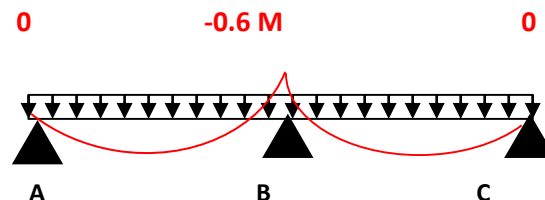


Figure II.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

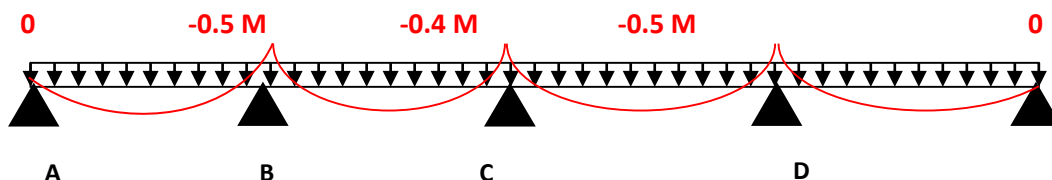


Figure II.5. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$0.15M_0, \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• Evaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- * 15% si c'est une poutre à deux travées.
- * 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

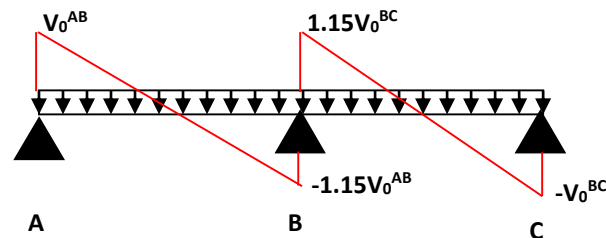


Figure II.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

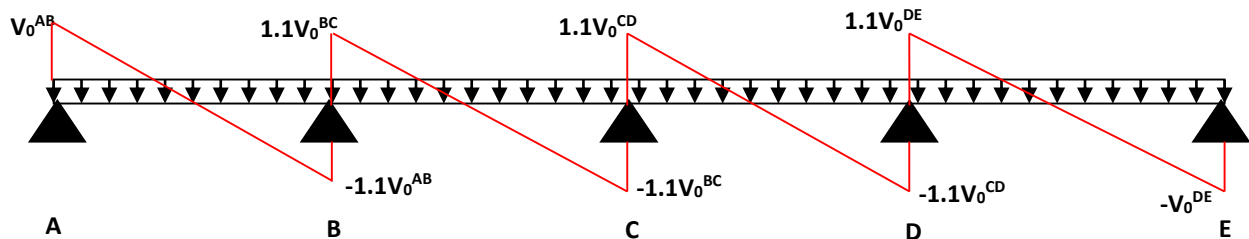


Figure II.7. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

b. Méthode de Caquot

b.1 Domaine d'application

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

b.2 Application de la méthode

- **Moment en travée**

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

- **En appuis**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

BAEL(Art. L.III,3)

* l_g' et l_d' : Longueur fictive

* P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

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

- **L'effort tranchant**

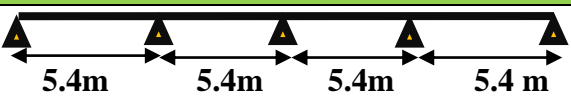
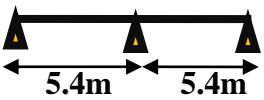

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL(Art L.III .3)}$$

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

II.2.1.1.1.2 Les différents types des poutrelles

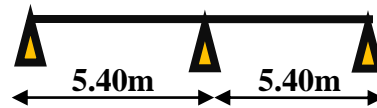
- Plancher étage courant

Tableau II.4. Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type1	1 ^{er} étage service Terrasse Etage :1 à 10		Forfaitaire
Type2	1 ^{er} étage service Terrasse Etage :1 à 10		Forfaitaire
Type3	1 ^{er} étage service Etage :1 à 10 terrasse.		RDM

II.2.1.1.1.3 Calcul des sollicitations

- Exemple de calcul
 - Plancher étage courant



Type 2 :

Figure II.8 Schéma statique de la poutrelle Type 2

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire

1. $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*4.26) \rightarrow 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
2. $0.8 < \frac{5.4}{5.4} < 1.25$ vérifié
3. Fissuration peut nuisible vérifié
4. inertie (I) constante vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau (II.5)

Tableau II.5. Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/ m ²)		Charge sur poutrelle (KN/ m)
Etage courant	4.20	1,5	0,65	Elu	7.92	5.148
				Els	5.7	3.705
Terrasse	5.68	1	0,65	Elu	9.168	5,959
				Els	6.68	4,342
1 ^{er} étage service	4.20	2.5	0.65	Elu	9.42	6.123
				Els	6.7	4.355

❖ Moments isostatiques $M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$

ELU $\begin{cases} M_{0AB} = 18.764 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 18.764 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_{0AB} = 13.505 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 13.505 \text{ KN.m} \end{cases}$

- ❖ Moments aux appuis
 - Appuis intermédiaire

$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_B = -11.25 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -8.10 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Appuis de rive

$M_A = M_C = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_A = M_C = -2.8146 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_A = M_C = 2.025 \text{ KN.m} \end{cases}$

- ❖ Moments en travées AB

$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$

$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,26 \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,078 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = 639 \end{cases} \dots\dots\dots \begin{cases} M_t \geq 1,078 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots 1 \\ M_t \geq 0,639 M_0 \dots\dots\dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 0,778 M_{0AB} \dots\dots 1 \\ 0,639 M_{0AB} \dots\dots 2 \end{cases} \quad D'ou M_t = 0,778 M_{0AB} \begin{cases} Elu & M_t = 14.59 KN.m \\ Els & M_t = 10.50 KN.m \end{cases}$$

❖ Moments en travées BC

$$M_t = \begin{cases} 0,778 M_{0BC} \dots\dots 1 \\ 0,639 M_{0BC} \dots\dots 2 \end{cases} \quad D'ou M_t = 0,778 M_{0BC} \begin{cases} Elu & M_t = 14.59 KN.m \\ Els & M_t = 10.5KN.m \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 13.89KN \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -15.98 KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_A = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 15.98 KN \\ V_B = - P^U * (\frac{L_{BC}}{2}) = -13.89 KN \end{cases}$$

Les sollicitations des différents types de poutrelles les plus défavorables sont intitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.6. Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles

Types Plancher		M_t (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	17.377	12.611	-10.861	-7.914	-3.25	-2.37	17.698
	Etage 2 à 10	11.8	8.493	-9.382	-6.753	-2.81	-2.025	15.29
	1 ^{er} étage service	19.236	13.682	-11.159	-7.937	-3.34	-2.38	18.185
	RDC commerce	28.487	19.898	-15.603	-10.899	-4.68	-3.26	25.426
Type 2	terrasse	16.291	11.87	-13.033	-9.496	-3.25	-2.37	18.503
	Etage 2 à 10	14.59	10.51	-11.258	-8.103	-2.81	-2.025	15.98
	1 ^{er} étage service	18.12	12.88	-13.391	-9.524	-3.34	-2.38	19.01
	RDC commerce	26.927	18.809	-18.723	-13.078	-4.68	-3.26	26.582
Type 3	terrasse	21.721	15.827	/	/	-3.25	-2.37	16.089
	Etage 2 a 10	18.764	13.505	/	/	-2.81	-2.025	13.9
	1 ^{er} étage service	22.318	15.874	/	/	-3.34	-2.38	16.532

II.2.1.1.4 Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

Tableau II.7. Ferrailage des différents types de poutrelles

Types Plancher	M_t (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	21.721	15.827	-13.033	-9.496	-3.25	-2.37	18.503
Etage courant	18.764	13.505	-11.258	-8.103	-2.81	-2.025	15.98
1^{er} étage service	22.318	15.874	-13.391	-9.524	-3.34	-2.38	19.01

➤ **Ferrailage longitudinale**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• **Exemple de calcul**

Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 21.721 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -13.033 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3.25 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 18.503 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 15.827 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -9.496 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{eff} = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 23 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{effi} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{21.721 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,23^2} = 0,044 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_l = 0,667$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.0570$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0.224 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{0,021721}{(0,224 \times 348)} = 2.778 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.778 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2.778 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage en appuis**

✓ **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{15,827 * 10^{-3}}{14,2 * 0,12 * 0,23^2} = 0,175 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} = 0,175 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,242$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,207 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{0,015827}{(0,207 \times 348)} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1.68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{inter} = 1.68 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = 0.036$$

$$\alpha = 0.046$$

$$z = 0.225 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = 0.413 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive} = 0,413 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,23 * \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

• **Choix de ferrailage**

En travée **2HA10+1HA12 = 2.70 cm²**

En appuis intermédiaire.... **2HA12 = 2.26 cm²**

En appuis de rive **1HA12 = 1,13 cm²**

➤ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 7,14 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm donc } A_{t=} 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Tableau II.8. Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	S_t (cm)
terrasse	Travée	2.66	1.8	2HA10+1HA12=2.7	0.57	0.15
	Appuis inter	1.99	0.33	2HA12= 2.26		
	Appuis de rive	0.46	0.33	1HA12= 1.13		
Etage courant	Travée	2.39	1.8	2HA10+1HA12=2.7		
	Appuis inter	1.50	0.33	1HA8+1HA12=1.63		
	Appuis de rive	0.4	0.33	1HA8= 0.5		
1 ^{er} étage service	travée	2.85	1.8	2HA10+1HA12=3.11		
	Appuis inter	1.82	0.33	2HA12= 2.26		
	Appuis de rive	0.42	0.33	1HA8= 0.5		
RDC commerce	travée	4.03	1.8	2HA14+1HA12=4.21		
	Appuis inter	2.65	0.33	2HA12= 2.26		
	Appuis de rive	0.60	0.33	1HA10= 0.79		

II.2.1.1.1.5. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b_0 * d} = \frac{(18.503 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,23)} = 0.670 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$$\tau_u = 0,764 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors la condition est vérifiée}$$

2. Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 20,7 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 47,5 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 110.97 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant V^{max}

- En appuis de rive

$$A_s^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{max} \Rightarrow A_s^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 18.503 \times 10^{-3} = 0,53 \text{ cm}^2$$

On a : $A_l = 2,7 + 1,13 = 3,83 \text{ cm}^2 > 0,53 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{max} + \frac{M_a^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(18,50 \times 10^{-3} + \frac{-13,033 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

On a : $A_l = 2,7 + 2,26 = 4,96 \text{ cm}^2 > -1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

4. Vérification de la bielle

$$V^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 * d = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{max} = 18.503 \text{ KN} < 165,81 \text{ KN}$ Condition vérifiée

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{max}}{0,9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{alors la condition est Condition vérifiée}$$

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

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -229 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0) h_0) y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0) * h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$6y^2 + 305,5y - 1594 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 362,74 \rightarrow y = 4,77 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} 4,77^3 - \frac{(65-12)(4,77-5)^3}{3} + 15 * 2,7 * (23 - 4,77)^2 = 15811 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,827 \times 10^{-3}}{15811 \times 10^{-8}} 4,77 * 10^{-2} = 4,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En appuis intermédiaire**

$$H = -110.5 < 0$$

Calcul d'une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$6y^2 + 298.9y - 1442.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 352.07 \rightarrow y = 4.43 \text{ cm}$$

$$I = 13577 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.496 \times 10^{-3}}{12599 \times 10^{-8}} 4.43 \times 10^{-2} = 3.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 5,4 \text{ m} ; M_{0S} = 15.827 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 13.033 \text{ KN.m}$$

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

$$1) h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 25 \text{ cm} < 43.33 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2,7 \text{ cm}^2 > 2,48 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{540}{1000} + 0,5 = 1,04 \text{ cm} (\text{BAEL91 ART B. 6.5})$$

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

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

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{revet} = 2 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 6,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = G \times 0,65 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times 0,65 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = p \times 0,65 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 13.45 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4.74 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 15.826 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{65 \cdot 5^2}{2} + (25 - 5) 12 \left[\frac{(25 - 5)}{2} + 5 \right] + 15 \cdot 2,7 \cdot 23}{65 \cdot 5 + 12(25 - 5) + 15 \cdot 2,7}$$

$$Y_G = 11.12 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 +$$

$$15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A' \cdot (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{12 \cdot 25^3}{12} + (12 \cdot 25) \cdot \left(\frac{25}{2} - 11.12 \right)^2 + (65 - 12) \cdot \frac{5^3}{12} + (65 - 12) \cdot 5 \cdot \left(11.12 - \frac{5}{2} \right)^2 +$$

$$15 \cdot 2,7 \cdot (23 - 11.12)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 38968 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.70}{12 \cdot 23}$$

$$\rho = 0.00978$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 4.208 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1.681 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 201.45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 70.93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 236.915 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 15811 \text{ cm}^4 \\ y = 4.47 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.631 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.246 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.676 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11726 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 21064 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1115 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20785 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 15.101 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1.748 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11.036 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8.923 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 15.46 \text{ mm} > \bar{f} = 10,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifié}$$

Remarque

- La flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible pour cela on va augmenter la section de ferrailage a 2HA14+2HA12=5.34 cm²
- La flèche du plancher étage courant ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a augmenté la section d'armature 3HA12=3.39cm²
- La flèche du plancher RDC service ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a augmenté la section d'armature 3HA14=4.62cm².

Tous les calculs de ferrailage et versifications à l'ELU et à l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux si dessous

➤ **Vérfications à l'ELU**

Tableau II.9. Vérification à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (KN)	Jonction table nervure	Cisaillement (MPa)
	Appuis inter (cm ²)	Appuis Rive (cm ²)			
Terrasse	4,96 > -1,27	3.83 > 0,53	18.503 < 165,81	0.72 < 3,33	0,764 < 3,33
Etage courant	4.96 > -1.10	2.69 > 0.45	15.98 < 165.81	0.62 > 3.33	0.75 < 3.33
1^{er} étage service	5.37 > -1.31	3.61 > 0.54	19.01 < 165.81	0.74 < 3.33	0.688 < 3.33

- Vérifications à l'ELS
- Vérification des contraintes

Tableau II.10. Vérifications des contraintes dans les différents niveaux

Plancher	position	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	15.827	2.7	4.77	15811	4.77	15	vérifiée
	Appuis inter	-13.033	2.26	4.43	13577	3.09	15	vérifiée
Etage courant	Travée	13.505	2.7	4.77	15811	4.074	15	vérifiée
	Appuis inter	-11.258	1.63	4.43	13577	2.64	15	vérifiée
1 ^{er} étage service	Travée	15.874	3.05	5.07	17821	4.51	15	vérifiée
	Appuis inter	-13.391	2.26	4.44	13577	3.10	15	vérifiée

- Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage et b_{eff}

Tableau II.11. Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	terrasse	Etage	1 ^{er} étage service		terrasse	étage	1 ^{er} étage service
L(m)	5.4	5.4	5.4	σ_{st}^p (MPa)	119.070	163.98	142.898
b (cm)	0.65	0.65	0.65	μ_g	0.6392	0.5983	0.5976
b_0 (cm)	0.12	0.12	0.12	μ_j	0.3228	0.3148	0.3197
q_g (KN/m)	3.692	2.77	2.77	μ_p	0.7218	0.6804	0.7229
q_j (KN.m)	1.3	1.3	1.3	I_{fji} (cm ⁴)	23441	16682	21672
q_p (KN/m)	4.342	3.744	4.394	I_{fpi} (cm ⁴)	32891	23703	29250
M_g (KN.m)	11.645	8.73	8.734	I_{fpi} (cm ⁴)	23441	15281	19406
M_j (KN.m)	4.1006	4.1006	4.10	I_{fgv} (cm ⁴)	34854	26826	32555
M_p (KN.m)	13.6960	11.6867	13.86	f_{gv} (mm)	9.70	9.45	7.789
Y_G (cm)	6.48	5.26	6.01	f_{ji} (mm)	1.20	1.67	1.356
I_0 (cm ⁴)	46911	41012.4	44491.4	f_{pi} (mm)	5.83	7.47	6.912
ρ	0.02	0.01228	0.016739	f_{gi} (mm)	4.80	5.067	3.900
λ_i	1.76	2.87	2.1053	f	9.52	10.19	9.44
λ_v	0.70	1.147	0.8421	f	10.4	10.4	10.4
σ_{st}^g (MPa)	101.24	121.279	90.0512	Observation	Vérifiée	vérifier	Vérifiée

Le schéma de ferrailage des poutrelles est illustré dans L'ANNEXE III Annexe(1)

II.2.1.1.2. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400 MPa$

$$l_0=65 \text{ cm} \qquad 50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles A''

$$A'' = \frac{A^\perp}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$5\text{HA}5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Parallèles aux poutrelles

$$4\text{HA}5 / \text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé $\emptyset 5$ (150x150) mm²

Le schéma de ferrailage de la dalle de compression est illustré dans **L'ANNEXE III Annexe(2)**

II.2.1.1.2 Planchers à dalles pleines :

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le **(CBA93)** :

- **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.

$e \geq 13 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Avec : e = épaisseur de la dalle

- **Résistance à la flexion :**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Dalle sur un appui

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Dalle sur 3 ou 4 appuis $\rho \leq 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Dalle sur 3 ou 4 appuis $\rho \geq 0.4$

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Dalle sur 2 appuis perpendiculaire

Avec L_x : La petite dimension de la dalle

L_y : La plus grande dimension de la dalle

Et : $\rho = L_x / L_y$

II.2.1.1.2.1. Dimensionnement des dalles les plus défavorables

Tableau.II.12 récapitulatif du dimensionnement des dalles pleines les plus défavorables

Panneaux	Schéma statique	Appuis	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	e (m)	e choisit
DP'		4 appuis	5,1	7,15	0,71	$11,33 \leq e \leq 12,75$	12
DP1		4 appuis	1,8	4,25	0,42	$4 \leq e \leq 4,5$	14
DP2		3 appuis	1,9	5,1	0,37	$5,42 \leq e \leq 6,33$	14
DP26		2 appuis	1,6	3,75	0,42	$3,55 \leq e \leq 4$	14

II.2.1.1.2.2 Evaluation des charges et surcharges et surcharges :

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage commerce

Tableau.II.13 évaluations des charges revenant à la dalle pleine étage commerce

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0,4
Mortier de pose	20	0.02	0,4
Lis de sable	18	0.02	0,36
Dalle pleine	25	0.22	5.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
Cloison	9	0.1	1
Charge permanente Q			G=7.86
Charge d'exploitation (commerce) G			Q=5

➤ **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant**

Tableau II.14 évaluations des charges revenant à la dalle pleine étage courant

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lis de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloison	9	0.1	1
Charge permanente G			G=5.86
Charge d'exploitation (autour de l'ascenseur) Q			Q=2,5
Charge d'exploitation (balcons) Q			Q=3,5

II.2.1.1.2.3 Etude de la dalle pleine à usage commercial, repose sur 4 appuis (DP') :
Caractéristique de la dalle

$G=7.86 \text{ kN/m}^2; Q=5 \text{ kN/m}^2$

$L_x=5,1 \text{ m}; L_y=7,15 \text{ m}, e=22 \text{ cm}$

$\rho=0.71 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens

Exemple de calcul :

- **Evaluation des charges**

$P_u=1.35 \times G+1.5 \times Q=18.11 \text{ kN/m} \quad / \quad P_s=G+Q=12.86 \text{ kN/m}$

- **Evaluation des moments :**

$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \quad / \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x : 0,0671 \\ \mu_y : 0,4471 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x : 0,0731 \\ \mu_y : 0,5940 \end{cases}$$

Tableau II.15 : récapitulatif des moments

	ELU		ELS	
	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
M ₀	31.60	14.13	24.45	14.52
M _{t_{x,y}} = 0.85 × M _{t_{x,y}}	26.86	12.01	20.78	12.34
M _{ax} = M _{ay} = -0.3M _{0x}	-9.12		-7.33	

II.2.1.1.2.4 Ferrailage de la dalle pleine :

Le ferrailage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire (b×e) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml.

Données : FPN ; b=1m ; e=22cm ; c=2cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,047$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \rightarrow A' = 0; \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \rightarrow z = 0,195 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times z} = 3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non-fragilité :

$$e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow A_X^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{Pour l'acier de FeE 500} \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{Pour l'acier de FeE 400} \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{Pour l'acier de FeE 215 et 235} \end{cases}$$

$$A_X^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,71) \times 100 \times 22 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_x^t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le tableau suivant résume les différents calculs pour le panneau étudié :

Tableau II.16 : récapitulatif du ferrailage à l'ELU

	sens	M (KN.m)	μbu	α	z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	26.86	0,04	0,06	0,19	3,95	2,01	4HA12=4.52	25
	Y-Y	12.01	0,02	0,02	0,19	1,74	1,76	4HA8=2,01	25
Appuis	X-X ; Y-Y	-9.12	0,01	0,02	0,19	1,32	2,01	4HA8=2.01	25

II.2.1.1.2.5 Les vérifications nécessaires :

1. Vérification à l'ELU :

La vérification à faire comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16$$

$$\text{On a : } V_X = \frac{P_u \times l_X}{2} \times \frac{l_Y^4}{l_X^4 + l_Y^4} \rightarrow V_X = 36,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

TableauII.17 : récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	V _U	$\tau_u \leq \tau_{adm}$		Observation
			τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	
DP'	X-X	36.68	0,18	1,16	vérifier
	Y-Y	13.31	0,06	1,16	vérifier

2. Vérification à l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \quad / \quad y = 4.5cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 19326.45cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,83MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

TableauII.18 : récapitulatif de la vérification des contraintes

	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ (MPa)		Observation
					σ_{bc}	σ_{adm}	
Travée	X-X	20.78	4.5	19326.45	4,83	15	Vérifier
	Y-Y	12.34	2.77	2284.49	14.96	15	Vérifier
Appuis	X-X	7.33	2.77	2284.94	8.88	15	Vérifier
	Y-Y						

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{ser}^x}{20M_{0ser}^x}; \frac{3}{80} \right) \rightarrow \frac{0,22}{5,1} = 0,043 \geq \max(0,042, 0,037) \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 20} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ l < 8m \rightarrow 5,1 < 8m \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées même dans le sens **Y-Y**

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Dalle pleine : étage courant autour de l'ascenseur (DP1)**

Caractéristique de la dalle

$$G = 5.86 \text{ kN/m}^2 \quad / \quad Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

$$L_x = 1.8m; \quad L_y = 4.25 \text{ m}$$

$$e = 14cm$$

$$\rho = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

- **Evaluation des charges**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.66 \text{ kN/m} \quad / \quad P_s = G + Q = 8.36 \text{ kN/m}$$

- **Evaluation des moments**

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \quad / \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.3000 \end{cases}$$

Tableau II.19 : récapitulatif des moments

	ELU		ELS	
	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
M ₀	4.06	1.01	2.97	0.89
M _{tx,y} = 0.75 × M _{tx,y}	3.04	0.76	2.22	0.66
Max = May = -0.5M _{0x}	-2.03		-1.48	

Tableau II.20 : récapitulatif du ferrailage à l'ELU

	sens	M (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	3.04	0.01	0.01	0.11	0.73	1.44	4HA8=2.01	25
	Y-Y	0.76	0.003	0.004	0,11	0.18	1.12	4HA8=2,01	25
Appuis	X-X ; Y-Y	-2.03	0,01	0,01	0,09	0.55	1,44	4HA8=2,01	25

✚ **Les vérifications nécessaires :**

1. Vérification à l'ELU :

Tableau II.21 : récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	V _U	τ _u ≤ τ _{adm}		Observation
			τ _u (MPa)	τ _{adm} (MPa)	
DP1	X-X	9.57	0.09	1,16	vérifier
	Y-Y	0.72	0,007	1,16	vérifier

2. Vérification à l'ELS :

Tableau II.22 : récapitulatif de la vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{adm} (MPa)		Observation
					σ _{bc}	σ _{adm}	
Travée	X-X	2.22	2.77	2284.49	2.69	15	Vérifier
	Y-Y	0.66	2.77	2284.49	0.80	15	Vérifier
Appuis	X-X ; Y-Y	1.48	2.77	2284.49	1.79	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20M_{0ser}^x}; \frac{3}{80}\right) \rightarrow \frac{0.14}{1.8} = 0,077 \geq \max(0,037,0,037) \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0,0016 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ l < 8m \rightarrow 1.8 < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées même dans le sens **Y-Y**

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Dalle pleine : étage courant repose sur 3 appuis (Balcon DP3) :**

Caractéristique de la dalle

G=5.86 Kn/m²; Q=3.5kn/m²

Lx=1.9m; Ly=4.25 m

e=14cm

ρ=0.37<0.4 → la dalle travaille selon deux sens

• **Evaluation des charges**

Pu=1.35×G+1.5×Q =13.16kn/m / Ps=G+Q=9.36Kn/m

• **Evaluation des moments :**

M_u = $\frac{P_u l_x^2}{2}$ =23.75 KN.m / M_s = $\frac{P_s l_x^2}{2}$ =16.89 KN.m

V_u = P_u l_x =25.00 KN.m

TableauII.23 : récapitulatif du ferrailage à l'ELU

Position	Sens	M (KN.m)	μ _{bu}	α	z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opté} (cm ² /ml)	S _t
Nappe supérieure	X-X	23.75	0.11	0.15	0.11	6.06	1.12	4HA14=6.16	25

• **Les armatures de répartition :**

A_{répartition} = $\frac{A_t^x}{3} = \frac{6.16}{3} = 2.05$ cm²/ml

On choisit : 4HA10=3.14 cm²/ml ; avec un espacement S_t=25 cm

1. Vérification à l'ELU :

TableauII.24 : récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	V _u (KN)	τ _u ≤ τ _{adm}		Observation
			τ _u	τ _{adm}	
DP3	X-X	25.00	0.20	1.16	Vérifier

2. Vérification a l'ELS :

TableauII.25 : récapitulatif de la vérification des contraintes

	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}(\text{MPa})$		Observation
					σ_{bc}	σ_{adm}	
Nappe supérieur	X-X	16.89	3.87	8039.37	8.13	15	Vérifier

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{20M_{0ser}^x}; \frac{3}{80} \right) \rightarrow \frac{0.14}{1.9} = 0,07 \geq \max(0,049,0,037) \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 10} = 0,005 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ l < 8m \rightarrow 1.9 < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

✓ **Dalle pleine : étage courant repose sur 2 appuis (DP26) :**

Caractéristique de la dalle

G=5.86 kN/m²; Q=3.5kn/m²

Lx=1.6 m; Ly=3.75 m ,e=14cm

$\rho=0.42 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens

• **Evaluation des charges**

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.16 \text{kn/m}$ / $P_s = G + Q = 9.36 \text{kN/m}$

• **Evaluation des moments :**

$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2$ / $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

ELU $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x : 0.1098 \\ \mu_y : 0.2500 \end{array} \right.$ ELS $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x : 0.1098 \\ \mu_y : 0.3000 \end{array} \right.$

TableauII.26 : récapitulatif des moments

	ELU		ELS	
	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Mo	3.62	0.90	2.63	0.78
Mtx,y = 0.85 × Mtx,y	3.07	0.76	2.23	0.66
Max = May = -0.3M0x	-1.08		-0.78	

TableauII.27 : récapitulatif du ferrailage à l'ELU

	sens	M (KN.m)	μbu	α	z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	3.07	0,01	0,01	0,11	0.74	1.44	4HA8=2.01	25
	Y-Y	0.76	0,003	0,004	0,11	0.18	1.12	4HA8=2,01	25
Appuis	X-X ; Y-Y	-1.08	0,005	0,006	0,11	0.25	1.44	4HA8=2.01	25

1. Vérification à l'ELU :

TableauII.28 : récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	V _U	τ _u ≤ τ _{adm}		Observation
			τ _u (MPa)	τ _{adm} (MPa)	
DP1	X-X	10.19	0.08	1,16	vérifier
	Y-Y	0.79	0,006	1,16	vérifier

2. Vérification à l'ELS :

TableauII.29 : récapitulatif de la vérification des contraintes

	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{adm} (MPa)		Observation
					σ _{bc}	σ _{adm}	
Travée	X-X	2.23	2.77	2284.49	2.70	15	Vérifier
	Y-Y	0.66	2.77	2284.49	0.80	15	Vérifier
Appuis	X-X	0.78	2.77	2284.49	0.94	15	Vérifier
	Y-Y						

✓ **Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20M_{oser}^y}; \frac{3}{80}\right) \rightarrow \frac{0.14}{1.6} = 0,087 \geq \max(0,042,0,037) \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0,016 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ l < 8m \rightarrow 1.6 < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées même dans le sens **Y-Y**

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Le schéma de ferrailage des dalles pleines est illustré dans **L'ANNEXE III Annexe (3, 4,5et6)**

II.2.2. Les escaliers

L'escalier est un élément qui relie deux niveaux successifs d'un bâtiment .il permet de monter et de descendre aisément et sans danger.il existe plusieurs types d'escaliers les plus couramment utiliser sont les escaliers a deux ou à trois volées. La partie porteuse de l'escalier est la paillasse

II.2.2.1 Pré dimensionnement des escaliers :

- Escalier étage courants

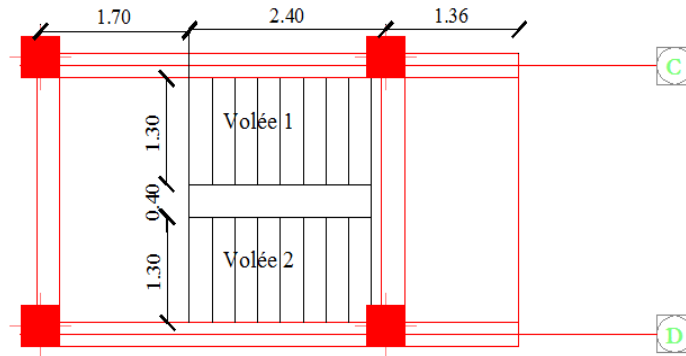


Figure II.10. Schéma escalier à deux volées

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de blondel suivante :

$$60 \text{ cm} \leq 2 * h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Si H et la hauteur séparant deux paliers successifs et n le nombre de contre marche alors

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

$$H = 153 \text{ cm} \quad , \quad n = 9$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 * 17 + 30 \leq 64$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$$

✓ Épaisseur de la pailasse :

$$\text{On a } \alpha = \tan^{-1} \frac{153}{240} = 32.51^\circ$$

$$L' = 1.7 + \left(\frac{2.40}{\cos 32.51} \right) = 454 \text{ cm}$$

avec L': longueur réel de l'escalier

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \frac{454.62}{30} \leq e \leq \frac{454.62}{20} \quad 15.15 \text{ cm} \leq e \leq 22.73 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur e=17cm

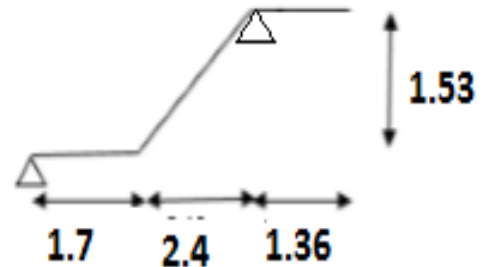


Figure II.11 schéma statique d'escalier

Tableaux II.30 pré dimensionnement de l'escalier :

Htot (cm)	H (cm)	L (cm)	n	g (cm)	h (cm)	L' (cm)	e (cm)
306	153	240	9	30	17	454	17

- Evaluation de charge revenant au palier

Tableau II.31. Évaluation des charges revenant au palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
paillasse	25	0,13	3.25
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.61
charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation des charges revenant aux volées

Tableau II.32 évaluation des charges revenant aux volées

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
paillasse	25	$0.17/\cos(\alpha)$	3.85
Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Mortier de pose	Horizontal	0,02	0.4
	Vertical	$0.02h/g$	0.226
Enduit en ciment	18	$0.02/\cos(\alpha)$	0.23
Poids des marches	22	$h/2$	1.87
Charge permanent G			8.38
Charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation des charges dues au mur double cloison

Tableau II.33. Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	0.1	0.02	0.2
charge permanent G			2.76

II.2.2.2. Etude de l'escalier :

Exemple de calcul

a) Calcul de l'escalier étage courant :

Type 1

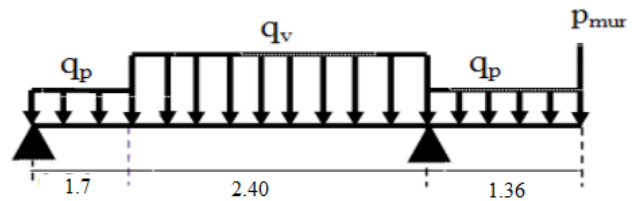


Figure II.12 schéma statique des escaliers

II.2.2.3 Calcul des sollicitations

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 5.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul du chargement qui revient à l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} P_V^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15.063 \text{ KN/m} \\ P_p^U = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11.32 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} P_V^S = G_v + Q_v = 10.88 \text{ KN/m} \\ P_p^S = G_p + Q_p = 8.11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

Après calcul de la RDM on trouve :

$$\text{ELU} \begin{cases} R_A = 22.049 \text{ KN} \\ R_B = 52.477 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} R_A = 15.826 \text{ KN} \\ R_B = 37.862 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 21.38 \text{ KN.m} \\ M_a = 15.539 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 15.377 \text{ KN.m} \\ M_a = 11.253 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \{ V_{max} = 23.285 \text{ KN} \}$$

$$\text{ELS} \{ V_{max} = 16.836 \text{ KN} \}$$

II.2.2.4 Ferrailage de l'escalier :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée et M_a^{max} en appuis pour une section (b x e) = (100 x 17) cm².

- Armatures longitudinales

Tableau II.34 : Ferrailage longitudinale de l'escalier

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	21.382	0.067	0.086	0.144	4.245	1.811	4HA14=4.52	25
Appui	15.539	0.048	0.062	0.146	3.054	1.811	4HA10=3.14	33

• **Armatures de répartition :**

Nous avons des charges réparties, donc : $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée : $A_r = 1.13 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml
- En appui : $A_r = 0.785 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$ Soit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

II.2.2.5 Les vérifications nécessaires :

1. Vérification de l'espacement

Pour les armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{array} \right.$$

Pour les armatures de répartition (transversale) :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{array} \right.$$

2. Vérification à l'effort tranchant

$$V_{max} = 26.440 \rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = 23.28 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,15} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée

3. Vérification des contraintes sur le béton

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

TableauII.35 : Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1

types	$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	
1	M_t	15.37	3.88	10330.8	5.77	15	Vérifiée
	M_a	11.25	3.31	7645.3	4.88	15	Vérifiée

4. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20M_0^s}\right) \\ A \leq \frac{As}{bd} \\ l < 8m \end{array} \right.$$

Tableau II.36 Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types

Type	Cdt	M_j KN.m	M_g KN.m	M_p KN.m	f_{gi} mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf mm	\bar{f} mm	Obs
1	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									

Le schéma de ferrailage de l'escalier est intitulé dans l'ANNEXE N° III Annexe(7)

II.2.2.6 Calcul de la poutre palière d'étage courant

a) Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = 0.32 * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

Avec $(b*h) = 30*30 \text{ cm}^2$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction

D'appuis au point B

$$\begin{cases} R_B^U = 52.477 \text{ KN} \\ R_B^S = 37.862 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P^U = 1.35 G_0 + R_B^U = 1.35 * 2.25 + 52.477$$

$$P^U = 55.5145 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \frac{P^U * L^2}{24} = 21.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U * L^2}{12} = -25.18 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 91.59 \text{ KN}$$

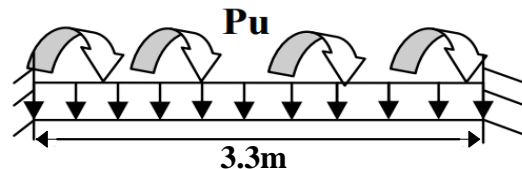


Figure II.13. Schéma statique de la poutre palière

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau (TABLEAU II.35)

Tableau II.37 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1

position	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)
Travée	21.41	0.064	0.083	0.270	2.27	1.01
Appuis	-25.18	0.075	0.098	0.269	2.69	1.01

➤ Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5 \% b * h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Vérification à l'ELU

• **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{97.83 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ Armatures transversales :

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_t $\begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0.48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.48 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur des parois est égale au sixième du diamètre de cercle. Qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

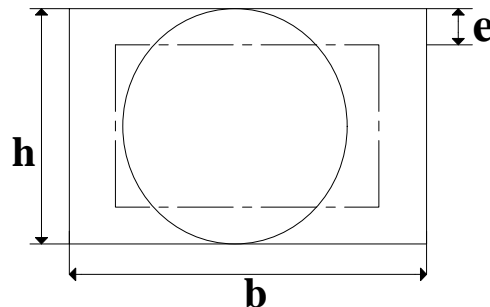


Figure II.13 Section creuse équivalente

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ Le moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B * \frac{l}{2} = -\frac{15.539 * 3.3}{2} \rightarrow M_{tor} = -25.63 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment en appui B calculé dans l'escalier

$$\phi = \min(30, 30 \text{ cm}) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100 \text{ cm}$; Périmètre de la section de la poutre palière

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{25.63 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{tor} = 5.89 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$\text{On fixe } s_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * s_t * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = 0.88 \text{ cm}^2$$

❖ La contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 25.63 * \frac{10^{-3}}{2*0.0625*0.05} = 4.2 MPa > 4.09 MPa$$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre.

On va opter pour une poutre de 30x35 cm²

a) Calcul a flexion

$$G_0 = 0.35*35*25 = 4 KN/m \quad \text{avec } (b*h)=35*35 \text{ cm}^2$$

Avec G₀ : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appuis au point B

$$R_B^U = 52.477 KN$$

$$R_B^S = 37.8KN$$

$$P^U = 1.35 G_0 + R_B^U = 1.35*4+62.19$$

$$P^U = 55.5KN$$

$$M_t = 0.85 \frac{P^U * L^2}{24} = 21.4 KN.m$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U * L^2}{12} = -25.18 KN.m \quad V = \frac{P^U * L}{2} = 91.57KN$$

Tableau II.38 Ferrailage longitudinale de la poutre palière type 1

position	M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	21.4	0.0396	0.050	0.323	1.90	1.83
Appuis	-25.18	0.0446	0.059	0.322	2.24	1.83

➤ **Vérification à l'ELU**

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b * d} = \frac{91.57 * 10^{-3}}{0.35 * 0.35} = 0.79 MPa$$

$$\tau_u = 0.79 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

❖ Armatures transversales

On fixe s_t = 15cm et on calcul A_t $\begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ t = 15 cm < 34.2 cm \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.525 cm^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0.233 cm^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.525 cm^2$$

b) Calcul à la torsion

Tableau II.39 Récapitulatifs de calcul a torsion

M_{tor}	\emptyset	e	Ω	U	A_l^{tor}	A_t	τ^{tor}	$\bar{\tau}$	observation
25.62	35	5.83	8.50	116.6	5.05	0.64	2.70	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5MPa\right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_{totale} = 2.58 MPa < \bar{\tau} = 3,33Mpa \dots\dots\dots Vérifiée$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

• **Ferraillage globale**

❖ Armatures longitudinales :

-En travée : $A_L^{totale} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 1.9 + 2,525 = 4.42 cm^2$

Soit : 2HA14+2HA12= 5.34 cm²

-En appui : $A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 2,24 + 2,525 = 4.76 cm^2$

Soit : 3HA14= 4,62 cm²

• **Eigence du RPA**

$A_{min} = 0.5 \% b * h = 6.12cm^2$

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 8.525 cm^2 > 6.12 cm^2 \\ A_a = 6.52cm^2 > 6.12 cm^2 \end{cases}$

❖ Armatures transversales

$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,525 + 0,64 = 1.165 cm^2$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2,01 cm^2$ chaque $St = 15cm$

Le schéma de ferraillage de la poutre palière est intitulé dans l'ANNEXE N° III Annexe(7)

II.2.4. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

II.2.4.1.Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente
 $G = W_p = 1.892 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec

- $A = 0,15 (Z_{IIa})$: Coefficient d'accélération de la zone
- $C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale
- $W_p = 1.892 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$: Poids propre de l'acrotère

Ce qui donne $F_p = 0.91 \text{ KN}$

II.2.4.2.Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6.24 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 33.02 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.89 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p * Y_G = 0,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.40 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	1.87	2,52	1.87
M (KN.m)	0.9	0.9	0.7
V (KN)	1.5	1.9	/

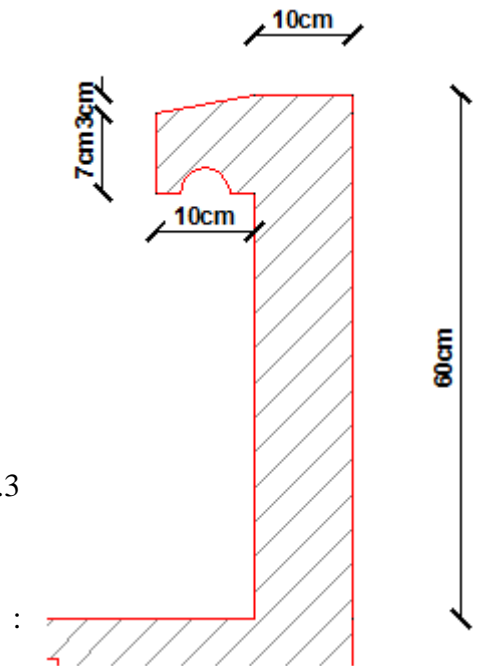


Figure II.14 Schéma statique de l'acrotère

II.2.4.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau II.41 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN.m)	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
2.52	0.97	1.04	0.011	0.014	0.079	0.38	0.305	0.96	0,5	4HA8
			4					6		

Le schéma de ferrailage de l'acrotère est intitulé dans l'ANNEXE N°III Annexe(8)

II.2.5 Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10+étage commercial +étage service) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8personnes.

II.2.5.1 Caractéristiques de l'ascenseur :

- **Nombre de passagers :**

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

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

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

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 50\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 51\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

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

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

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

On a: $L_x = 205\text{cm}$, $L_y = 210\text{cm} \Rightarrow S = 2.05 \times 2.10 = 4.305\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=15cm**.

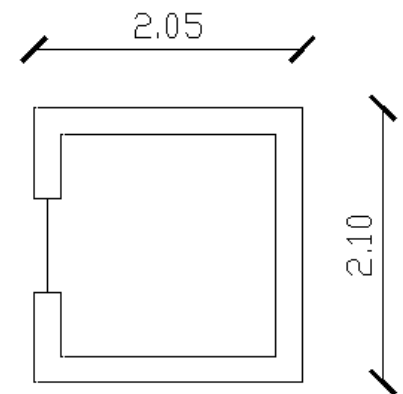


Figure II.15 dimensions de la cage d'ascenseur

II.2.5.2 Etude de l'ascenseur :

- **Cas d'une charge répartie :**
- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de revêtement en béton.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle+ le revêtement}$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{4.305} = 11.61 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 5 + 11.61 = 16.61 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

❖ **A l'ELU :**

- **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 16.61 + 1.5 \times 1 = 23.92 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9332 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe II Annexe (1)}$$

- **Calcul des sollicitations à ELU :**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0392 \times 23.92 \times 2.05^2 = 3.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.9332 \times 3.94 = 3.67 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x^0 = 0.75 \times 3.94 = 2.95 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y^0 = 0.75 \times 3.67 = 2.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 3.94 = -1.97 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

$$\text{Le diamètre des barres utilisé doit être : } \varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

✚ **Les vérifications nécessaires :**

1. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

✓ **En travée :**

On a des HA f_c400 ⇒ ρ₀ = 0.0008 ; Avec h₀ + e = 20cm, b = 100cm et ρ = 0,97

$$\begin{cases} \rho = 0,97 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e$$

$$= 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.97}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{min} = 1.62 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{min} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{min} \\ A_t^y = 0.61 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{min} \end{cases}$$

$$A_t^y = 0.61 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.117 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{min} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{min} \\ A_a^y = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{min} \end{cases}$$

2. Espacement des armatures :

$$\text{Armatures} \rightarrow L_x \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures} \rightarrow L_y \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Tableau II.42 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	St
En travée	X-X	2.96	0,012	0,015	0,129	0.65	1.62	4HA8=2.01	25
	Y-Y	2.75	0,011	0,014	0,129	0.61	1.6	4HA8=2.01	25
En appuis	X-X.	-1.97	0,008	0,01	0,129	0.43	1.62	4HA8=2.01	25
	Y-Y								

Effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,97 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12.84 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{12.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.096 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification à l'ELS :

$q_s = G_{total} + Q = 23.92 + 1 = 16.61 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,97 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.4065 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \quad \text{Annexe II Annexe (1)}$$

• **Calcul les moments :**

$$M_x^{0S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.4065 \times 16.61 \times 2.05^2 = 28.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{0S} = \mu_y \times M_x^0 = 0.9543 \times 28.37 = 27.07 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x^{0S} = 21.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y^{0S} = 20.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -14.18 \text{ KN.m}$

4. Vérification des contraintes :

Tableau II.43 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	X-X	21.27	2,01	2.51	3844.81	13,88	15	Vérifiée
	Y-Y	20.30	2,01	2.51	3844.81	13.25	15	Vérifiée
En appuis	X-X	-14.18	2,01	2.51	3844.81	9.25	15	Vérifiée
	Y-Y							

• **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

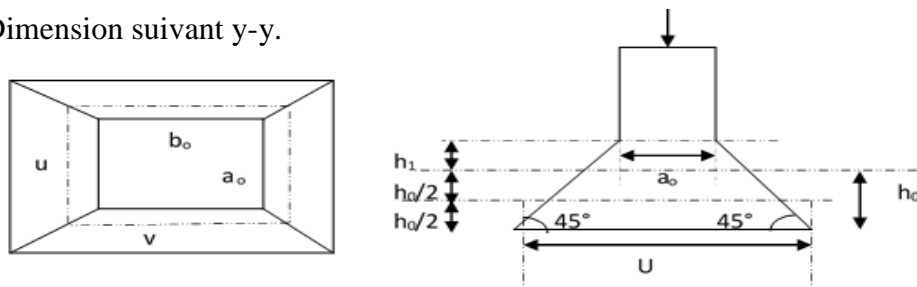


Figure II.16. Schéma du rectangle d'impact

• **Calcul du rectangle d'impact :**

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

Avec :

$h_1 = 5 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05 \text{ m}$

$v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05 \text{ m}$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

M_1 Et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$\begin{aligned} \checkmark M_1 &\text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{2,05} = 0,51 \text{ et } \rho = 0,97 \\ \checkmark M_2 &\text{ est en fonction de } \frac{u}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{2,10} = 0,5 \text{ et } \rho = 0,97 \end{aligned}$$

En se référant à l'Annexe (Annexe 2), on trouve : $M_1 = 0,100kn.m$ et $M_2 = 0,08kn.m$

• **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :**

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 51 + 15 + 6,3 = 72,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 97,605 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 97.605 \times 0.100 = 9.76 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 97,605 \times 0.08 = 7.808 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25kn$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0392 \times 8,25 \times 2.05^2 = 1.359 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.9332 \times 1.359 = 1.268 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 9.760 + 1.359 = 11.119 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 7.808 + 1.268 = 9.076 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **Les moments réels :**

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x^0 = 8.339 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y^0 = 6.807 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -5.559 \text{ kn.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

Ferrailage de la dalle cas charge concentrée Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$\text{On a des HA } f_c400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,97$

$$\begin{cases} \rho = 0,97 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.97}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 1.87 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\text{min}} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{\text{min}} \\ A_a^y = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{\text{min}} \end{cases}$$

✚ **Les vérifications nécessaires**

1. Espacement des armatures :

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ **on adopte : $St = 25 \text{ cm}$**

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ **on adopte : $St = 25 \text{ cm}$**

➤ **Calcul de ferrailage :**

Tableau II.44 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge concentrée

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	St
En travée	X-X	8.339	0,034	0,043	0,127	1.87	1.62	4HA8=2.01	25
	Y-Y	6.807	0.028	0,035	0,128	1.52	1.6	4HA8=2.01	25
En appuis	X-X	-5.559	0,023	0,029	0,128	1.24	1.62	4HA8=2.01	25
	Y-Y								

2. Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 97,605 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$q_u = 97,605 \text{ KN} < 630 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{97.605}{3.15} = 30.98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,238 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'ELS :

- **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0.100 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0.08 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 72,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 72,3 \times (0,100 + 0,2 \times 0,08) = 8,386 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 72,3 \times (0,08 + 0,2 \times 0,100) = 7,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Le moment dû au poids propre de la dalle :**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,4065 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases}$$

- **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0,4065 \times 6 \times 2,05^2 = 10,24 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0,9543 \times 10,24 = 9,781 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

- **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 8,386 + 10,24 = 18,626 \text{ KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 7,23 + 9,781 = 17,011 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{txs} = 0,75 \times M_{xS} = 0,75 \times 18,62 = 13,96 \text{ KN.m} \\ M_{tyS} = 0,75 \times M_{yS} = 0,75 \times 17,011 = 12,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 18,626 = -9,31 \text{ KN.m}$$

5. Vérification des contraintes

Tableau II.45 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	13,96	2,01	2,51	3844,81	9,11	15	Vérifiée
	Y-Y	12,75	2,01	2,51	3844,81	8,32	15	Vérifiée
En appuis	Y-Y	-9,31	2,01	2,51	3844,81	6,07	15	Vérifiée
	X-X							

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{2,05} = 0,097 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,5} = 0,097 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,0374 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{2,1} = 0,095 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1,65} = 0,095 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,0374 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 1,54 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Le schéma de ferrailage de l'ascenseur est illustré dans **L'ANNEXE III Annexe(9)**

II.3 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux au poteaux. il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles.

II.3.1.2 Les poutres principales suivant le sens (XX)

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

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

Avec L_{max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max} = 660 - 30 = 630 \text{ cm}$$

$$\frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10}$$

$$42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

b = 30 cm est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ \frac{h}{b} = 1.28 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

II.3.1.3 Les poutres secondaires suivant le sens (YY)

Ses dimensions doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

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

Avec L_{max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

b = 30 cm est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA93

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

II.3.2 Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003**

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

$$L_{\min} \geq 4 \times e \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

L_{\min} : Longueur de voile

e : Épaisseur de voile

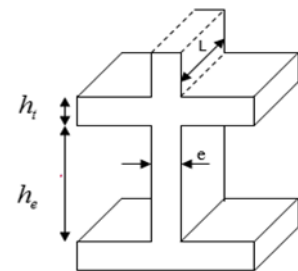


Figure II.17 Coupe transversale d'un voile de contreventement

Tableau II.46 valeurs des dimensions des voiles

Panneaux	h (cm)	he	e(m)	L (cm)
Sous-sol	306	286	20	80
RDC com	428	408	20	80
1 ^{er} étage service	328	308	15	60
Etage courant	306	286	15	60

II.3.3.Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Les poteaux sont des éléments verticaux destinées à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes

- 1). Stabilité de forme (flambement).
- 2). Résistance à la compression : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone *Ila*.

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b_1 : petite dimension du poteau

h_1 : Grande dimension du poteau

h_e : Hauteur libre des poteaux

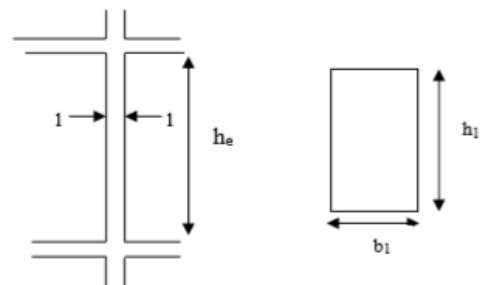


Figure II.18 coupe transversale d'un poteau

II.3.3.1. Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$

Sont les charges d'exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N . elles sont numérotées du sommet à la base

- Sous toit terrasse Q_0
- Sous toit du dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- (étage 3) $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2^n} * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y'a lieu de simplifier la loi de dégression on en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu'à arriver à 0.5 Q_0 et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieurs. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

Tableau II.47 : section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Niveau	Section du poteau (cm ²)
Sous-sol	65*60	Etage 8,9	50x50
RDCcom, étage 1(ser)	60x60	Etage 10,11	50x45
Etage 2,3	60x55		
Etage 4,5	55x55		
Etage 6,7	55x50		

II.3.3.2 La surface afférente :

$$S_g^{aff} = (2.92 \times 2.55) + (2.92 \times 2.55) + (3.55 \times 2.55) + (2.55 \times 3.55) = 33 \text{ m}^2$$

$$S_q^{aff} = 33 + 0.3 (2.92 + 3.55 + 2.55 + 3.55) = 36.66 \text{ m}^2$$

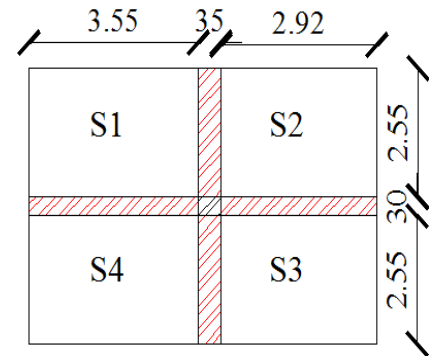


Figure II.19 Surface afférente de sous-sol

• **Poids des planchers**

$$\text{poids plancher terrasse} \begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 5.68 * 33 = 187.44 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1 * 36.66 = 36.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{poids plancher étage courant} \begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 4.26 * 33 = 140.25 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 2.5 * 36.66 = 54.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{poids plancher étage service} \begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 4.26 * 33 = 140.25 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 2.5 * 36.66 = 91.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{poids plancher étage commerce} \begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 4.26 * 33 = 140.25 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 5 * 36.66 = 183.3 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Poids du poteau sous-sol**

$$P_{pot} = 25 * b * h * H$$

$$P_{pot} = 25 * 0.65 * 0.60 * 3.06 = 29.83 \text{ KN.}$$

Le poids des Poteaux des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

• **Poids des poutres sous-sol**

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} P_{pp} = 25 * h * b * (6.47 - b) \\ P_{ps} = 25 * h * b * (5.1 - h) \end{cases}$$

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} P_{pp} = 25 * 0.45 * 0.35 * (6.47 - 0.6) = 23.11 \text{ KN} \\ P_{ps} = 25 * 0.4 * 0.3 * (5.1 - 0.65) = 13.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 23.11 + 13.35 = 36.46 \text{ KN}$$

Le poids des poutres des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

• **Poids des murs double cloison étage courant :**

$$P_{dc} = 2.76 (2.55 + 1.7) * 3.06 = 21.53 \text{ KN}$$

II.3.3.3. Descente de charge poteau B(3)

Tableau II.48 : descente de charge du poteau B3

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	187.44	
	Poutres	37.5	
	Poteau	17.125	
		242.07	36.66
N1	Venant de N ₁	242.07	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	37.5	
	Poteaux	17.125	
	Mur double cloison	21.53	
	458.47	91.1	
N2	Venant de N ₂	458.47	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	37.3	
	Poteaux	19.125	
	Mur double cloison	21.53	
	676.68	140.131	
N3	Venant de N ₃	676.68	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	37.3	
	Poteaux	19.125	
	Mur double cloison	21.53	
	894.88	183.783	
N4	Venant de N ₄	894.88	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	37.15	
	Poteaux	21.037	
	Mur double cloison	21.53	
	1114.85	221.926	
N5	Venant de N ₅	1114.85	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	37,15	
	Poteaux	21.037	
	Mur double cloison	21.53	
	1334.81	254.62	
N6	Venant de N ₆	1334.81	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	39.96	
	Poteaux	23.141	
	Mur double cloison	21.53	
	1559.70	281.865	
N7	Venant de N ₇	1559.70	
	Plancher étage courant	140.81	
	Poutres	39.96	
	Poteaux	23.141	

	Mur double cloison	21.53	
		1784.58	309
N8	Venant de N ₈	1784.58	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	27.06	
	Poteaux	21.037	
	Mur double cloison	21.53	
		1994.45	336.355
N9	Venant de N ₉	1994.45	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	36.81	
	Poteaux	27.06	
	Mur double cloison	21.53	
		2220.10	360.33
N10	Venant de N ₁₀	2220.10	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	36.61	
	Poteaux	38.52	
	Mur double cloison		
		2435.48	390.84
N11	Venant de N ₁₀	2435.48	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	36.61	
	Poteaux	38.52	
		2650.86	441.5
N12	Venant de N ₁₁	2650.86	
	Plancher étage courant	140.25	
	Poutres	36.46	
	Poteaux	29.835	
		2857.41	550

$$Nu = 1.35 * 2857.41 + 1.5 * 550 = 4682.50 \text{ KN}$$

Le poteau B3 est un poteau voisin de rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travées on va le majorer seulement de 10% (CBA93 art B.8.1.1)

$$Nu^* = 1.1 * 4682.50 = 5150.75 \text{ KN}$$

II.3.3.4. Les vérifications nécessaires :

- Vérification à la résistance

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

13.20 MPA ≤ 14.2MPA → condition vérifié .

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le Tableau

Tableau II.49 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux

niveau	Nu* (MN)	B (m ²)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	σ (MPA)	observation
Sous-sol	5.150	0.39	14.2	13,20	vérifié
RDC com	4.664	0.36		12,95	vérifié
Etage 1	4.2614	0.36		11.83	vérifié
Etage 2	3.890	0.33		11.78	vérifié
Etage 3	3.519	0.33		10.66	vérifié
Etage 4	3.159	0.302		10.46	vérifié
Etage 5	2.780	0.302		9.2	vérifié
Etage 6	2.401	0.275		8.73	vérifié
Etage 7	2.020	0.275		7.34	vérifié
Etage 8	1.631	0.25		6.52	vérifié
Etage 9	1.235	0.25		4.94	vérifié
Etage 10	0.830	0.225		3.688	vérifié
Etage 11	0.419	0.225	1.86	vérifié	

- **Vérification au flambement**

$$Nu * \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{As * fe}{\gamma s} \right)$$

As : 1% * Br

α = en fonction de (λ)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_o = 2.14 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.55 * 0.6^3}{12 * 0.6 * 0.55}} = 0.187$$

$$\lambda = 12.35$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.35}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$Br \geq \frac{Nu *}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{fe}{As * \gamma s} \right)} = \frac{5.150}{0.83 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)}$$

0.37m² ≥ 0.28 m² → condition vérifié

Tableau II.50. Résumé de la vérification au flambement des poteaux

niveau	$I \times 10^{-3}$ m ⁴	B m ²	i m	λ	α	$Br^{calculé}$ m ²	$Br^{opté}$ m ²	Observation
Sous-sol	13.73	0.390	0.187	12.35	0.83	0.37	0.28	vérifié
RDC com	10.8	0.360	0.173	17.28	0.81	0.34	0.26	Vérifié
Etage 1	10.8	0.360	0.173	13.24	0.83	0.34	0.23	Vérifié
Etage 2	9.9	0.330	0.173	13.48	0.83	0.31	0.21	vérifié
Etage 3	9.9	0.330	0.173	13.48	0.83	0.31	0.19	Vérifié
Etage 4	7.62	0.302	0.158	13.48	0.83	0.28	0.17	vérifié
Etage 5	7.62	0.302	0.158	13.48	0.83	0.28	0.15	Vérifié
Etage 6	6.93	0.275	0.158	14.82	0.82	0.25	0.13	Vérifié
Etage 7	6.93	0.275	0.158	14.82	0.82	0.25	0.11	Vérifié
Etage 8	5.20	0.250	0.144	14.82	0.82	0.23	0.09	Vérifié
Etage 9	5.20	0.250	0.144	20.98	0.82	0.23	0.07	Vérifié
Etage 10	4.68	0.225	0.144	16.47	0.81	0.21	0.05	Vérifié
Etage 11	4.68	0.225	0.144	16.47	0.81	0.21	0.02	Vérifié

II.4.4. Conclusion :

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

- Poutres principales 45×35 cm²
- Poutres secondaires 40×30 cm²
- Poteaux 10^{ème} et 11^{ème} 50×45 cm²
- Poteaux 8^{ème}, 9^{ème} 50×50 cm²
- Poteaux 6^{ème}, 7^{ème} 55×50 cm²
- Poteaux 4^{ème}, 5^{ème} 55×55 cm²
- Poteaux 2^{ème}, 3^{ème} 60×55 cm²
- Poteaux RDC com 1^{er} 60×60 cm²
- Poteaux de sous – sol 65×60cm²

Chapitre III

Etude

Dynamique

III.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La structure étudiée est implanté à Bejaia donc elle est classé en zone sismique **II_a** selon la classification du RPA99/2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

III.2 Modélisation

L'utilisation des logiciels de calcul des structures, à cette étape, facilite la tâche et fait gagner beaucoup de temps à l'ingénieur.

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse. Il y est défini un rapport S_a/g sans unité, faisant intervenir l'accélération du séisme (S_a) et la gravité (g) : ce rapport est fonction de la période fondamentale réelle de la structure dans chacun de ses modes propres.

La modélisation du bâtiment est faite, dans notre cas, avec le logiciel Etabs 2016. Les valeurs des efforts tranchants sismiques à la base dans les deux sens, données par le modèle (V_{dyn}), doivent être comparées aux résultats de la méthode statique équivalente (V_{sta}).

III.3 Le choix de type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses.

Le bâtiment est situé en zone sismique (**II_a**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

III.4.Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

III.4.1 La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$ (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

III.4.2 La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

A= 0,15 ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique **II_a**.

R= 5----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

D : Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2))

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = 7 \% \quad \text{D'où : } \eta = 0.8819 \quad (\text{le cas le plus défavorable})$$

$$\text{On a un site ferme (S2)} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)})$$

• Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=41.56 m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé
(RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 25.95 \text{ m} \\ L_y = 22.35 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0.81842108 ; 0.7342592) \\ T_y = \min(0.8184208 ; 0.7911873) \end{cases}$$

Tableau III.1 vérification la période fondamentale.

1,3T_x =	0,954536	T_x dyn=	1,08	Non vérifiée
1,3T_y =	0,954536	T_y dyn=	1,047	Non vérifiée

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow$ Ce qui donne pour les deux sens : $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,361 \\ D_y = 1,294 \end{cases}$$

$Q = 1 + \sum 1^6 p_q$ (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau III.2)

Tableau III.2 Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p_q	Observation	p_q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
$1 + \sum 1^6 p_q$		$Q_x = 1.05$		$Q_y = 1.05$	

Justifications Sens XX

- 1) (Fils de portiques) : Nous avons des files dont le nombre de travées égale à 2 .
- 2) Observé
- 3) Observé
- 4) Observé

Justifications Sens YY

- 1) Observé
- 2) (Fils de portiques) : Nous avons des files dont le nombre de travées dans chaque étage comporte moins de 4 files égale à 2.
- 3) Observé.
- 4) Observé.
- 5) Observé.
- 6) Observé.

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. → $\beta=0.6$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : $W = 49817.6592 \text{ KN}$

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 2135.75778 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2030.61761 \text{ KN} \end{cases}$

III.5 Spectre de réponse de calcul

III.5.1 Définition du spectre de réponse de calcul

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

D'après l'article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y'a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.

Lors de l'analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculé selon les deux directions orthogonales.

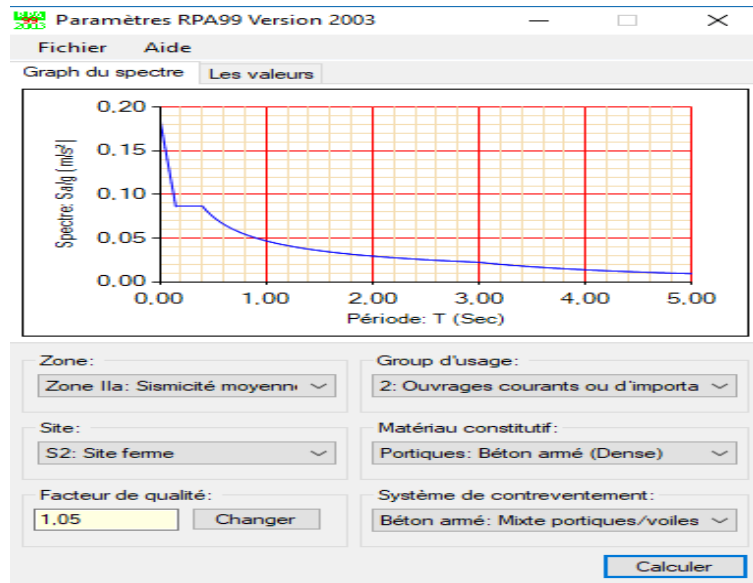


Figure III.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

III.5.2 Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants

III.5.2.1 Disposition et longueur des voiles

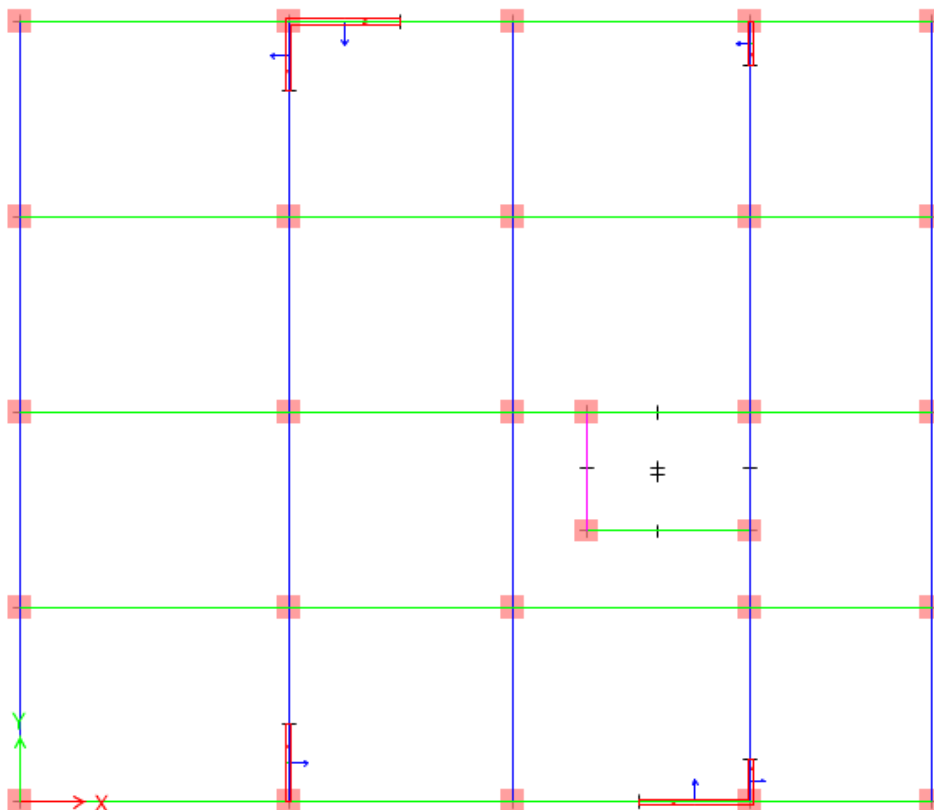


Figure III.2 Vue en plan de la disposition des voiles

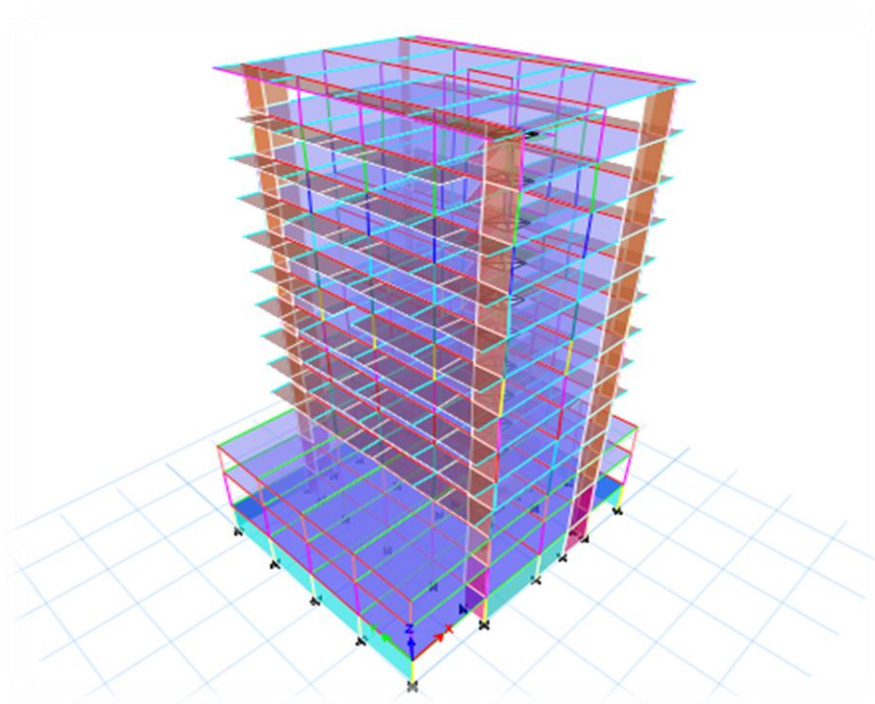


Figure III.3 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

III.5.2.2 Analyse modale

Le modèle nous a donné différents modes de translation

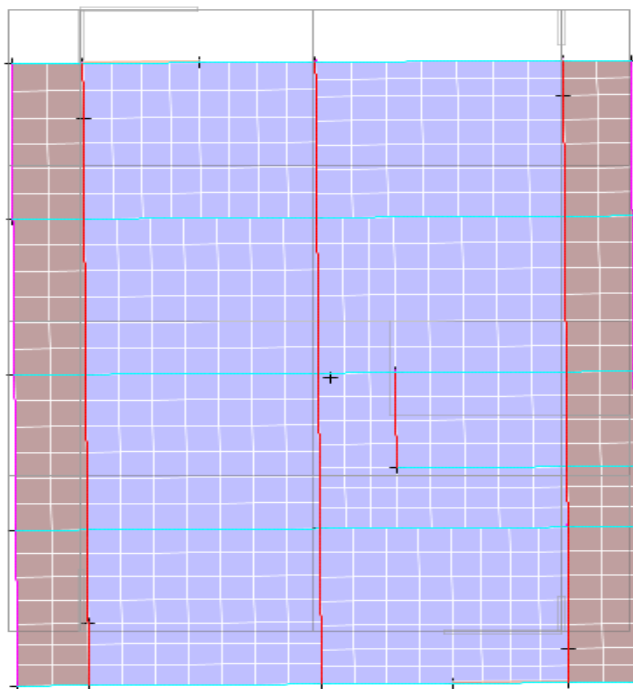


Figure III.4 Vue en plan de 1er mode de translation selon y



Figure III.5 Vue en plan de 2eme mode de translation selon x

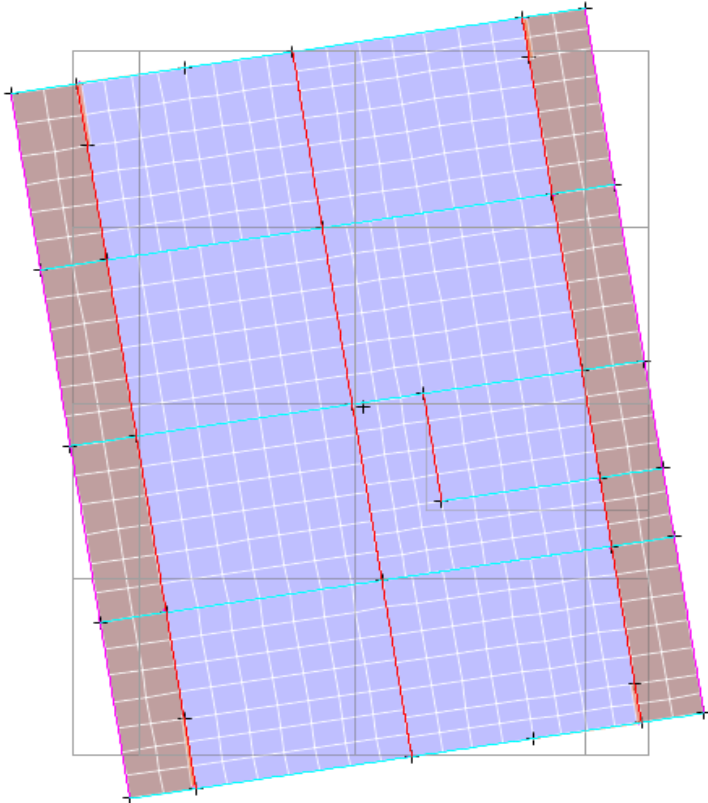


Figure III.6 Vue en plan de 3eme mode de torsion selon z

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que on a une translation selon le sens X et Y et une rotation selon le sens Z qui sont très satisfaisantes.

III.6 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

III.6.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau III.3 Période et taux de participation massique de la structure

TABLE : Modal Participation Mass Ratios							
Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,08	0,0039	0,5868	0	0,0039	0,5868
Modal	2	1,047	0,5618	0,0035	0	0,5657	0,5903
Modal	3	0,846	0,0015	0,0003	0	0,5672	0,5906
Modal	4	0,356	0,0054	0,127	0	0,5726	0,7176
Modal	5	0,325	0,1363	0,0068	0	0,7089	0,7244
Modal	6	0,258	0,0007	0,0008	0	0,7096	0,7252
Modal	7	0,198	0,0033	0,0587	0	0,713	0,7839
Modal	8	0,168	0,0717	0,0031	0	0,7846	0,787
Modal	9	0,135	0,0001	0,0046	0	0,7847	0,7916
Modal	10	0,128	0,0021	0,0243	0	0,7868	0,8159
Modal	11	0,105	3,53E-02	0,0012	0	0,8222	0,8171
Modal	12	0,088	0,0007	0,0148	0	0,8229	0,8319
Modal	13	0,083	0,0002	0,00004459	0	0,8231	0,8319
Modal	14	0,071	0,018	0,0006	0	0,8411	0,8325
Modal	15	0,064	0,0005	0,0106	0	0,8416	0,8431
Modal	16	0,055	0,00001305	0,0005	0	0,8416	0,8436
Modal	17	0,052	0,0154	0,0004	0	0,8571	0,844
Modal	18	0,049	0,0006	0,0117	0	0,8576	0,8557
Modal	19	0,042	0,0218	0,0002	0	0,8794	0,8559
Modal	20	0,04	0,0003	0,0106	0	0,8797	0,8665
Modal	21	0,04	0,0001	0,003	0	0,8798	0,8695
Modal	22	0,036	0,0195	0,0002	0	0,8993	0,8696
Modal	23	0,034	0,0005	0,01	0	0,8998	0,8797

Modal	24	0,033	0,0001	0,0004	0	0,8999	0,8801
Modal	25	0,032	0,0187	0,0001	0	0,9187	0,8802
Modal	26	0,029	0,04	0,0054	0	0,9587	0,8856
Modal	27	0,029	0,0233	0,0073	0	0,982	0,8929
Modal	28	0,028	0,0003	0,0003	0	0,9823	0,8933
Modal	29	0,028	0,0112	0,0006	0	0,9935	0,8938
Modal	30	0,026	0,0002	0,0764	0	0,9937	0,9703

Remarque

Dans le tableau (2) on a exposé les résultats du model en terme de période et de participation massique. Pour la participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment au 25^{ème} mode selon le sens X et au 30^{ème} mode selon le sens Y.

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0.8184208 = 0,954536 \text{ s} < 1.08 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0.81824208 = 0,954536 \text{ s} < 1.047 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la condition est : Non vérifiée selon y

Non vérifier selon x

III.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X	1708.6446	1708.60622	vérifiée
Sens Y	1624.5557	1624.49409	vérifiée

III.6.3 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4.a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

III.6.3.1 Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

III.6.3.2 Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Tableau III.5 Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	charge reprise en (KN)		Poucentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
S/Sol	-38139,2583	-5256,456	87,8872	12,1128	vérifiée
RDC commerce	-39214,0663	-6659,6157	85,4827	14,5173	vérifiée
Etage 1 service	-34156,7879	-5781,37	85,5242	14,4758	vérifiée
Etage 2	-28998,3264	-5230,7706	84,7184	15,2816	vérifiée
Etage 3	-25751,0381	-4904,2078	84,0021	15,9979	vérifiée
Etage 4	-22594,8331	-4472,782	83,4755	16,5245	vérifiée
Etage 5	-19497,9823	-4080,5222	82,6939	17,3061	vérifiée
Etage 6	-16480,5579	-3602,7115	82,0611	17,9389	vérifiée
Etage 7	-13570,0918	-3093,0343	81,4379	18,5621	vérifiée
Etage 8	-10712,2154	-2535,2465	80,8624	19,1376	vérifiée
Etage 9	-7932,887	-1937,0286	80,3744	19,6256	vérifiée
Etage 10	-5276,7403	-1252,6473	80,8152	19,1848	vérifiée
Etage 11	-2704,2736	-653,8651	80,5289	19,4711	vérifiée

Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

Tableau III.6 Vérification de l'interaction horizontale sens xx et yy

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
S/Sol	252,64	262,4625	515,1025	49,05	50,95	vérifiée
RDC commerce	644,7652	921,3073	1566,0725	41,17	58,83	vérifiée
Etage 1 service	1089,3409	443,3264	1532,6673	71,07	28,93	vérifiée
Etage 2	822,3991	586,3967	1408,7958	58,38	41,62	vérifiée
Etage 3	674,5262	634,4934	1309,0196	51,53	48,47	vérifiée
Etage 4	702,3606	516,223	1218,5836	57,64	42,36	vérifiée
Etage 5	637,6391	486,1922	1123,8313	56,74	43,26	vérifiée
Etage 6	623,0141	409,8247	1032,8388	60,32	39,68	vérifiée
Etage 7	531,6308	403,1564	934,7872	56,87	43,13	vérifiée
Etage 8	499,2647	330,3609	829,6256	60,18	39,82	vérifiée

Etage 9	397,6106	307,6392	705,2498	56,38	43,62	vérifiée
Etage 10	351,0156	228,0377	579,0533	60,62	39,38	vérifiée
Etage 11	307,3377	178,6391	485,9768	63,24	36,76	vérifiée
Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
S/Sol	288,0025	534,4622	822,4647	35,02	64,98	vérifiée
RDC commerce	733,5245	474,892	1208,4165	60,70	39,30	vérifiée
Etage 1service	982,5783	182,7372	1165,3155	84,32	15,68	vérifiée
Etage 2	750,8005	311,6579	1062,4584	70,67	29,33	vérifiée
Etage 3	739,303	243,7101	983,0131	75,21	24,79	vérifiée
Etage 4	670,3367	249,198	919,5347	72,90	27,10	vérifiée
Etage 5	660,8706	208,5853	869,4559	76,01	23,99	vérifiée
Etage 6	565,3108	222,2992	787,61	71,78	28,22	vérifiée
Etage 7	539,4266	185,3428	724,7694	74,43	25,57	vérifiée
Etage 8	431,6457	196,0632	627,7089	68,77	31,23	vérifiée
Etage 9	387,1838	152,494	539,6778	71,74	28,26	vérifiée
Etage 10	272,3471	132,785	405,1321	67,22	32,78	vérifiée
Etage 11	249,9676	81,4364	331,404	75,43	24,57	vérifiée

Remarque

On constate dans les résultats résumé dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

III.6.4 Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \cdot B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudié.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant

Tableau III.7 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
S/Sol	-3603,9382	70	70	0,294	Vérifiée
RDC commerce	-3042,4711	65	70	0,267	Vérifiée

Etage 1service	-2745,5041	65	65	0,260	Vérifiée
Etage 2	-2430,7317	60	65	0,249	Vérifiée
Etage 3	-2172,0289	60	60	0,241	Vérifiée
Etage 4	-1915,2196	55	60	0,232	Vérifiée
Etage 5	-1662,0156	55	55	0,220	Vérifiée
Etage 6	-1412,3975	50	55	0,205	Vérifiée
Etage 7	-1198,4642	50	50	0,192	Vérifiée
Etage 8	-957,8162	45	50	0,170	Vérifiée
Etage 9	-721,8576	45	45	0,143	Vérifiée
Etage 10	-489,5576	40	45	0,109	Vérifiée
Etage 11	-260,777	40	40	0,065	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

III.6.5 Vérification vis-à-vis du déplacement

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 : $\delta_k = R * \delta_{ek}$

$$\Delta_k < 1\% * h_e$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.8 Vérification des déplacements entres étages sens xx

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)	Observation
S/Sol	0,00010 6	0,00053	0	0,000530 0	3,4	0,0001559	Vérifiée
RDC commerce	0,00124 4	0,00622	0,00053	0,005690 0	4,28	0,0013294	Vérifiée
Etage 1service	0,00268 8	0,01344	0,00622	0,007220 0	3,28	0,0022012	Vérifiée
Etage 2	0,00446 3	0,02231 5	0,01344	0,008875 0	3,06	0,0029003	Vérifiée
Etage 3	0,00653 7	0,03268 5	0,02231 5	0,010370 0	3,06	0,0033889	Vérifiée
Etage 4	0,00873	0,04365	0,03268 5	0,010965 0	3,06	0,0035833	Vérifiée

Etage 5	0,01096 4	0,05482	0,04365	0,011170 0	3,06	0,0036503	Vérifiée
Etage 6	0,01315 4	0,06577	0,05482	0,010950 0	3,06	0,0035784	Vérifiée
Etage 7	0,01527 1	0,07635 5	0,06577	0,010585 0	3,06	0,0034592	Vérifiée
Etage 8	0,01726 1	0,08630 5	0,07635 5	0,009950 0	3,06	0,0032516	Vérifiée
Etage 9	0,01911 8	0,09559	0,08630 5	0,009285 0	3,06	0,0030343	Vérifiée
Etage 10	0,02082 2	0,10411	0,09559	0,008520 0	3,06	0,0027843	Vérifiée
Etage 11	0,02241 2	0,11206	0,10411	0,007950 0	3,06	0,0025980	Vérifiée

Tableau III.9 Vérification des déplacements entres étages sens yy

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
S/Sol	0,00009 6	0,00048	0	0,000480 0	3,4	0,0001412	Vérifiée
RDC commerce	0,00138 8	0,00694	0,00048	0,006460 0	4,28	0,0015093	Vérifiée
Etage 1 service	0,00289 4	0,01447	0,00694	0,007530 0	3,28	0,0022957	Vérifiée
Etage 2	0,00458 8	0,02294	0,01447	0,008470 0	3,06	0,0027680	Vérifiée
Etage 3	0,00650 7	0,03253 5	0,02294	0,009595 0	3,06	0,0031356	Vérifiée
Etage 4	0,00850 1	0,04250 5	0,03253 5	0,009970 0	3,06	0,0032582	Vérifiée
Etage 5	0,01048 7	0,05243 5	0,04250 5	0,009930 0	3,06	0,0032451	Vérifiée
Etage 6	0,01243	0,06215	0,05243 5	0,009715 0	3,06	0,0031748	Vérifiée
Etage 7	0,01427 6	0,07138	0,06215	0,009230 0	3,06	0,0030163	Vérifiée
Etage 8	0,01600 2	0,08001	0,07138	0,008630 0	3,06	0,0028203	Vérifiée
Etage 9	0,01756 6	0,08783	0,08001	0,007820 0	3,06	0,0025556	Vérifiée
Etage 10	0,01896 1	0,09480 5	0,08783	0,006975 0	3,06	0,0022794	Vérifiée
Etage 11	0,02019 7	0,10098 5	0,09480 5	0,006180 0	3,06	0,0020196	Vérifiée

Commentaire

On constate d'après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivants les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

III.6.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Remarque

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.10 Vérification des effets du second ordre sens xx

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
S/Sol	0,000530	49817,659	1708,6446	3,4	0,004545	Vérifiée
RDC commerce	0,005690	40970,192	1609,2432	4,28	0,033847	Vérifiée
Etage 1 service	0,007220	35583,394	1537,1601	3,28	0,050956	Vérifiée
Etage 2	0,008875	30387,487	1436,3067	3,06	0,061361	Vérifiée
Etage 3	0,010370	27253,337	1363,0547	3,06	0,067758	Vérifiée
Etage 4	0,010965	24109,915	1276,5678	3,06	0,067677	Vérifiée
Etage 5	0,011170	21041,72	1184,6649	3,06	0,064836	Vérifiée
Etage 6	0,010950	17971,93	1088,0886	3,06	0,059105	Vérifiée
Etage 7	0,010585	14959,72	985,8777	3,06	0,052489	Vérifiée
Etage 8	0,009950	11956,678	868,55	3,06	0,044763	Vérifiée
Etage 9	0,009285	8985,9604	734,2738	3,06	0,037134	Vérifiée
Etage 10	0,008520	6042,7802	572,4758	3,06	0,029390	Vérifiée
Etage 11	0,007950	3234,9455	371,8483	3,06	0,022602	Vérifiée

Tableau III.11 Vérification des effets du second ordre sens yy

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
S/Sol	0,000480	49817,659	1624,5557	3,4	0,004329	Vérifiée
RDC commerce	0,006460	40970,192	1472,341	4,28	0,042000	Vérifiée
Etage 1 service	0,007530	35583,394	1408,8122	3,28	0,057985	Vérifiée
Etage 2	0,008470	30387,487	1316,5591	3,06	0,063888	Vérifiée
Etage 3	0,009595	27253,337	1248,2093	3,06	0,068463	Vérifiée
Etage 4	0,009970	24109,915	1169,4835	3,06	0,067170	Vérifiée
Etage 5	0,009930	21041,72	1084,3578	3,06	0,062970	Vérifiée
Etage 6	0,009715	17971,93	993,0257	3,06	0,057459	Vérifiée
Etage 7	0,009230	14959,72	896,7742	3,06	0,050318	Vérifiée
Etage 8	0,008630	11956,678	789,2615	3,06	0,042725	Vérifiée
Etage 9	0,007820	8985,9604	662,5598	3,06	0,034660	Vérifiée
Etage 10	0,006975	6042,7802	504,6387	3,06	0,027295	Vérifiée
Etage 11	0,006180	3234,9455	314,2669	3,06	0,020789	Vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédents indiquent que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

III.7 Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voiles on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le RPA99/2003 soit satisfaite. Néanmoins l'architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont :

- Poteaux :

Sous-sol : 70*70 cm² ; RDC commerce : 65*70 ; Etage 1 Service : 65*65 ; 2^{ème} étage : 60*65 ;

3^{ème} étage : 60*60 ; 4^{ème} étage : 55*60 ; 5^{ème} étage : 55*55 ; 6^{ème} étage : 50*55 ;

7^{ème} étage : 50*50, 8^{ème} étage : 45*50 ; 9^{ème} étage : 45*50 ; 10^{ème} étage : 45*45 ;

11^{ème} étage : 40*45

- Le voile de soutènement a pour épaisseur 15 cm.
- Les voiles de contreventement sont de 20 cm pour les sous- sols RDC commerce et de 15 cm pour les autres niveaux.
- Les poutres principales :
 - 35*50 : sous-sol, commerce et service
 - 35*45 : étages courant
- Les poutres secondaires :
 - 30*40 : tous les niveaux.

Chapitre IV

Calculs des éléments
structureaux

IV.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée qui est engendré par un moment de flexion (M) et un effort normal (N).

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les sollicitations déterminées dans les portiques sous charges sismiques doivent être Combinées avec celles obtenues sous charges verticales.

Outre les combinaisons d'actions prescrites par le BAEL, les combinaisons accidentelles à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont Fixées par le RPA. Les calculs doivent être menés avec :

- $1.35 G + 1.5 Q$ (1)
- $G + Q \pm E$ (2)
- $0.8 G \pm E$ (3)

Pour Les poteaux dans les **ossatures auto stables**, la combinaison (2) est remplacée par la combinaison suivante:

- $G + Q \pm 1.2 E$ (4)

Où :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les sollicitations les **plus défavorables** résultantes des combinaisons précédentes sont alors utilisées pour le ferrailage.

IV.2.1. Les exigences du RPA99/2003**IV.2.1.1. Armatures longitudinal :**

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

- $A^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

- $A^{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

- $A^{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).

- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L^{\min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau. IV.1. Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
sous sol	4610,6174=>27,3541	184,3415=>-321,1824	-24,5292=>16,2162	100,24
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
RDC Com	3824,9274=>33,8293	-197,7435=>-444,5597	-66,3961=>10,7746	81,49
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 1 Ser	3419,0765=>11,0309	182,4594==>-248,6963	22,4411==>33,7847	120,71
	ELU	ELU	0.8G+Ex	
Etage 2	2995,1621==>21,9838	157,2317==>-1556,6487	115,9007==>8,1952	97,4
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 3	2678,9466==>11,1457	146,2676==>-1413,795	-188,6814==>8,4452	97,85
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 4	2368,0536==>7,3154	151,3484==>-1275,9401	219,1796==>8,4626	100
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 5	2062,8357==>7,3102	137,2393==>-1135,6023	202,4497==>7,6502	101,35
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 6	1761,527==>-8,1506	138,9183==>-991,2117	-166,1676==>6,6313	92,89
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 7	1508,2546==>-14,7999	118,7114==>-839,1617	-121,5345==>5,502	93,32
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 8	1213,6934 ==>-5,7792	118,3323==>-681,4661	74,1091==>4,4025	79,63

	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 9	921,7169==>6,929	96,2723==>-514,7243	31,0683==>-3,1435	79,2
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 10	630,1897==>4,9236	91,7615==>-342,5919	9,0442==>1,889	61,29
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Etage 11	339,4478==>4,4729	75,6078==>-170,4051	-17,6164==>-1,6497	66,48
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ey	

IV.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

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'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$. En zone **IIa**.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2. Ferrailage des poteaux

A) Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul

- On va ferrailer les poteaux de l'entre sol avec les sollicitations illustré
 - **1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 4610.6174 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 27.3541 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 70 \text{ cm} ; h_1 = 70 \text{ cm} ; d = 67 \text{ cm}$$

Situation courante $\rightarrow \gamma_s = 1.5 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.59 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.502 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1.448 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0,70 \times 0,70 \times 14.2 \\ = 1.472 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$1.448 < 1.472 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = 0.337$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \rightarrow \text{pivot B et } \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.537 \\ z = 0,526 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 82.05 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -50.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 5.663175 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

$$N_{\min} = -24.5292 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 16.2162 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 70 \text{ cm} ; h_1 = 70 \text{ cm} ; d = 67 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$e_g = \frac{M}{N} = 66.10 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow N$ (traction) et **C** à l'extérieure de la zone comprise entre les armatures \Rightarrow Section partiellement comprimée

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.00836 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = -0.024 \text{ MN.m}$$

Donc :

$-0.024 < 0.0019 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.0014$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ pivot A et $\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.0018 \\ z = 0,669 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 0.0312 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 5.663175 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{eme} combinaison $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$**

$$M_{\max} = 184.3415 \text{ KN.m}$$

$$N_c = 321.1824 \text{ KN (compression)}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 70 \text{ cm} ; h_1 = 0,70 \text{ cm} ; d = 67 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 57.39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ N (compressions) et C à l'intérieur de la section

Avec:

$$N_u(d - d') - M_{UA} < (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 287.11 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = -0.081 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$= (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times (0.70 \times 0.70)$$

$$\times 18.48$$

$$= 0.0019 \text{ MN.m}$$

Donc :

$-0.081 < 0.0019 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.049$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A et } \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.063 \\ z = 0.653 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 1.10 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 2.96 \text{ cm}^2 < A_{\min}$, on ferraille avec A_{\min}

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau .IV.2 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combin – aison	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol	70x70	S.P.C	ELU	-50.4079	5.66	39.2	8HA20+8HA16 =41,21
		S.P.C	ELA	0.92	5.66		
		S.P.C	ELA	2.96	5.66		
RDC com	65x70	S.P.C	ELU	-43.56	5.25	36.4	8HA20+8HA14 =37.45
		S.E.T	ELA	1.256	23.88		
		S.P.C	ELA	2	5,25		
Etage 1 ser	65x65	S.P.C	ELU	-41,02	4.87	33.8	8HA20+8HA14 =37.45
		S.P.C	ELA	1.07	4.87		
		S.P.C	ELA	4.43	4.87		
Etage 2	60x65	S.P.C	ELU	-35.74	4,49	31.2	16HA16 =32,17
		S.P.C	ELA	-1.17	4.49		
		S.P.C	ELA	-11.94	4,49		
Etage 3	60x60	S.P.C	ELU	-33,04	4,13	28.8	12HA16+4HA14 =30.29
		S.E.T	ELA	2.74	18.9		
		S.P.C	ELA	-10.18	4,13		

Etage 4	55x60	S.P.C	ELU	-29.69	3.78	26.4	8HA16+8HA14 =28,4
		S.P.C	ELA	-2.48	3.78		
		S.P.C	ELA	-8.21	3.78		
Etage 5	55x55	S.P.C	ELU	-26.27	3,45	24.2	8HA16+8HA14 =28,4
		S.P.C	ELA	-2.27	3,45		
		S.P.C	ELA	-6.62	3,45		
Etage 6	50x55	S.P.C	ELU	-22.627	3.14	22	12HA16 =24.13
		S.E.T	ELA	2.41	14.43		
		S.P.C	ELA	-4.75	3.14		
Etage 7	50x50	S.P.C	ELU	-19.079	2.84	20	8HA14+4HA16 =20.36
		S.E.T	ELA	1.80	13.125		
		S.P.C	ELA	-3.42	2.84		
Etage 8	45x50	S.P.C	ELU	-16.172	2.55	18	12HA14 =18.47
		S.P.C	ELA	1.176	2.55		
		S.P.C	ELA	-1.53	2.55		
Etage 9	45x45	S.P.C	ELU	-12.437	2.28	16.2	8HA12+4HA16 =17.09
		S.P.C	ELA	-0.22	2.28		
		S.P.C	ELA	-0.49	2.28		
Etage 10	40x45	S.P.C	ELU	-8.72	2.028	14.4	4HA14+8HA12 =15.21
		S.P.C	ELA	-1.09	2.028		
		S.P.C	ELA	1.53	2.028		
Etage11	40x40	S.P.C	ELU	-4.71	1.787	12.8	12HA12=13.57
		S.E.T	ELA	0.34	8.4		
		S.P.C	ELA	3.21	1.787		

B) Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau
Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

b = 70cm h₁=70cm h_e= 3.4m V = 100.24 KN

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h₁ : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture Fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation
Considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ **Exemple de calcul**

$b = 70\text{cm}$ $h = 70\text{cm}$, $h_e = 3.4\text{m}$, $V = 100.24 \text{ KN}$, $\phi_1^{\min} = 16 \text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 2.38 \text{ m} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.4$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 10\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 5.012 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 5.012 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow \mathbf{8HA10 = 6,28\text{cm}^2} \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow \mathbf{8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2} \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau .IV.3 Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Sous Sol	RD C com	Etag e 1 ser	Etag e2	Etag e3	Etage 4	Etage e5	Etage 6	Etage 7	Etage e8	Etage 9	Etage 10	Etage 11
Section (Cm²)	70x70	65x70	65x65	60x65	60x60	55x60	55x55	50x55	50x50	45x50	45x45	40x45	40x40
ϕ_1^{\min} (Cm)	1,6	1,4	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,6	1,6	1,4	1,6	1,2	1,2
l_f (m)	2,38	2,996	2,296	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	3,40	4,28	3,53	3,29	3,57	3,57	3,89	3,89	4,284	4,28	4,76	4,76	5,355
V_{\max} (KN)	100.24	81.49	120.71	97.4	97.85	100	101.35	92.89	93.32	79.63	79.2	61.29	66.48
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{courante} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

A_t^{nodale} (Cm ²)	1.342 5	1.09	1.74	1.40	1.52	1.56	1.72	1.58	1.74	1.49	1,65	1.27	1.55
$A_t^{courant}$ (Cm ²)	1.342 5	1.09	1.74	1,40	1.52	1.56	1.72	1.58	1.74	1.49	1.65	1.27	1.55
$A_{t,nodale}^{min}$ (Cm ²)	5.012	5.01 2	4.65 4	4.65 4	4.29	4.29	3.93	3.93	3.58	3.58	3.22	3.22	2.864
$A_{t,courant}^{min}$ (Cm ²)	5.012	5.01 2	4.65 4	4.65 4	4.29	4.29	3.93	3.93	3.58	3.58	3.22	3.22	2.864
$A_t^{adoptée}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

IV.3. Vérifications relatives aux poteaux :

1) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau IV.4. Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Sous-sol	20	6,67	10	Vérifiée
RDC	20	6,67	10	Vérifiée
Etage 1	20	6,67	10	Vérifiée
Etage 2	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 3	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 4	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 5	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 6	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 7	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 8	14	4,66	10	Vérifiée
Etage 9	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 10	14	4,66	10	Vérifiée
Etage 11	12	4	10	Vérifiée

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les niveaux

2) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	Nu (KN)	I _f (m)	i	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Obs
	Cm ²						B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Sous-sol	70×70	4610.617	2.38	0,2 02	11.778	0.831	0,462	0,250	V
RDC com	65×70	3824.92	2.99	0,1 87	15.967	0,816	0,428	0,213	V
Etage 1 ser	65×65	3419.07	2.14	0,8 76	11.416	0,832	0,397	0,186	V
Etage2	60×65	2995.16	2.14	0,1 73	12.367	0,829	0,365	0,164	V
Etage 3	60×60	2678.94	2.142	0,1 73	12.367	0.829	0,336	0,146	V
Etage 4	55×60	2368.05	2.142	0,1 58	13.491	0,825	0,307	0,130	V
Etage 5	55×55	2062.83	2.142	0,1 58	13.491	0,825	0,280	0,113	V
Etage 6	50 ×55	1761.52	2,142	0.1 44	14.840	0,820	0,254	0,097	V
Etage 7	50×50	1508.25	2,142	0.1 44	14.840	0,820	0,230	0,083	V
Etage 8	50×45	1213.69	2,142	0,1 29	16.489	0,814	0,206	0,067	V
Etage 9	45×45	921.71	2,142	0,1 29	16.489	0,814	0,184	0,051	V
Etage 10	40× 45	630.18	2.142	0.1 15	18.550	0.805	0.163	0.035	V
Etage 11	40× 40	339.44	2.142	0.1 15	18.550	0.805	0.144	0.019	V

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

3) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y-d') - A(d-y)]$$

- Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

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

Tableau VI.6. Vérification des contraintes du béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m ²)	q (m ³)	μ _t (m ³)	σ _{bc} MPa	σ _{sc} MPa	Obs
Sous-sol	70×70	3337.645	20.252	SPC	0.35	-0.38	-0.10	0.42	8.57	125.1	V
RDCcom	65×70	2776.74	23.989	SPC	0.35	-0.38	-0.10	0.39	7.60	110.9	V
Etage 1	65×65	2482.08	8.098	SPC	0.32	-0.32	-0.08	0.33	7.40	107.7	V
Etage 2	60×65	2174.035	16.065	SPC	0.33	-0.33	-0.08	0.31	6.91	100.6	V
Etage 3	60×60	1944.70	8.112	SPC	0.30	-0.27	-0.06	0.26	6.73	97.73	V
Etage 4	55×60	1719.26	5.489	SPC	0.30	-0.27	-0.06	0.24	6.48	94.10	V
Etage 5	55×55	1497.97	5.522	SPC	0.27	-0.22	-0.05	0.20	6.18	89.51	V
Etage 6	50×55	1279.56	7.236	SPC	0.25	-0.19	-0.04	0.17	5.66	81.31	V
Etage 7	50×50	1095.43	10.856	SPC	0.25	-0.20	-0.04	0.16	5.21	75.29	V
Etage 8	45×50	881.98	4.395	SPC	0.25	-0.19	-0.04	0.14	4.71	68.02	V
Etage 9	45×45	670.44	5.874	SPC	0.23	-0.16	-0.03	0.12	3.88	55.79	V
Etage 10	40×45	459.27	3.739	SPC	0.23	-0.16	-0.03	0.11	2.96	42.64	V
Etage 11	40×40	248.71	3.392	SPC	0.21	-0.14	-0.02	0.09	1.73	24.86	V

Remarque

✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

4) érification au cisaillement :

D'après leRPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol	70×70	2,380	3,4	0,04	0,63	100.24	0,227	1	Vérifiée
RDC com	65×70	2.996	4.28	0,04	0,585	81.49	0.214	1	Vérifiée
Etage 1	65×65	2.296	3.53	0,04	0,585	120.71	0,317	1	Vérifiée

Etage2	60×65	2,142	3.30	0,04	0,54	97.4	0,301	1	Vérifiée
Etage3	60×60	2,142	3,57	0,04	0,54	97.85	0,302	1	Vérifiée
Etage4	55×60	2,142	3,57	0,04	0,495	100	0,367	1	Vérifiée
Etage5	55×55	2,142	3,89	0,04	0,495	101.35	0,372	1	Vérifiée
Etage6	50 ×55	2,142	3,89	0,04	0,45	92.89	0,413	1	Vérifiée
Etage7	50×50	2,142	4.28	0,04	0,45	93.32	0,415	1	Vérifiée
Etage8	45×50	2,142	4.28	0,04	0.405	79.63	0,437	1	Vérifiée
Etage9	45×45	2,142	4.76	0,04	0,405	79.2	0.435	1	Vérifiée
Etage10	40× 45	2.142	4.76	0.04	0.36	61.29	0.426	1	Vérifiée
Etage11	40× 40	2.142	5.36	0.075	0.36	99.48	0.462	1.875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

Les schémas de ferrailage des poteaux sont illustrés dans l'ANNEXE III annexe N°15

IV.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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Dans notre cas on a trois types à étudier :

- Poutres principales étage courant : (35×45)
- Poutres principales RDC service, commerce et sous-sol : (35×50)
- Poutres secondaires pour tous les étages : (30×40)

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91/99*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 1, V16.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 /2003* suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)[1]

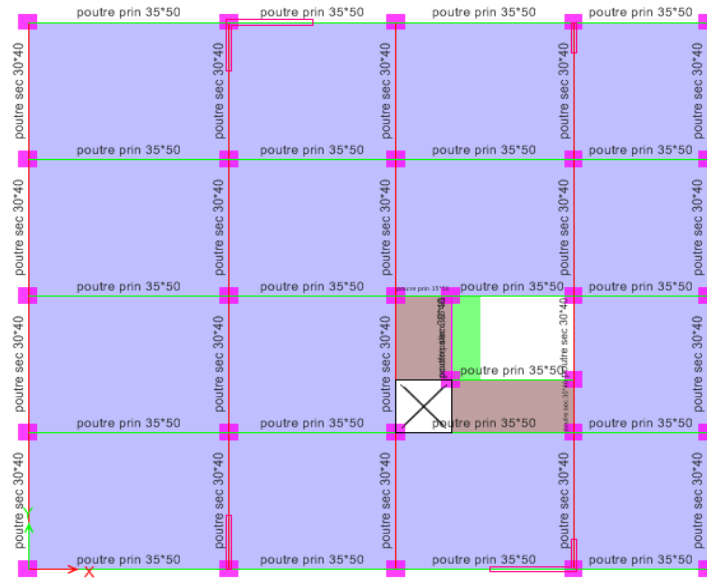


Figure IV.1 plan de repérage des poutres (sections)

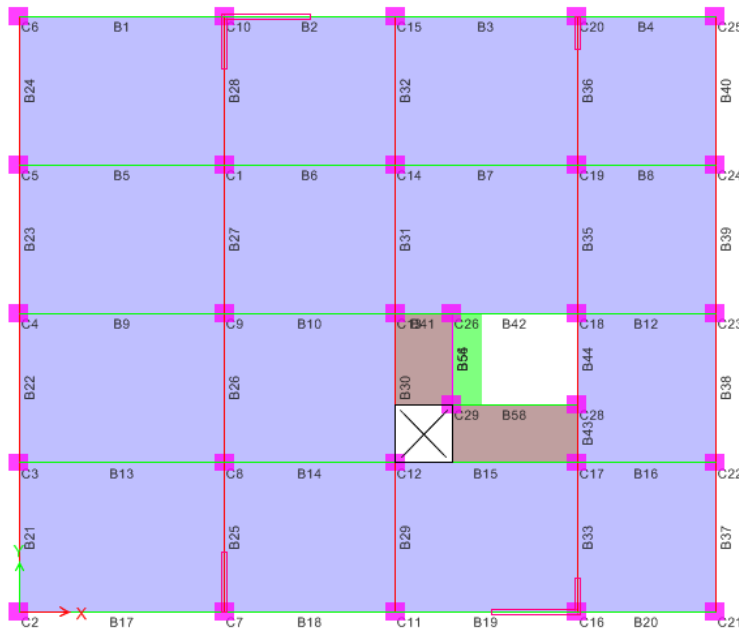


Figure IV.2. Plan de repérage des poutres (numérotation)

IV .3.1 Les sollicitations maximales dans les poutres :

L'analyse des résultats donnés par logiciel nous avons pu regrouper les sollicitations les plus défavorables dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8 sollicitations dans les poutres principales (ELU)

Niveaux	Poutre	section	Position	combi	M (KN.m)	V(KN)
Sous-sol+ RDC com	B9	(35×50)	travée	ELU	110.3251	170.0647
	B9		appuis	ELU	-158.5964	
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	B19	(35×50)	travée	ELA	115.6979	131.3809
	B19	(35×45)	appuis	ELA	-142.0556	
3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	B19	(35×45)	travée	ELA	116.2678	115.3025
	B19		appuis	ELA	-146.7983	
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	B19	(35×45)	travée	ELA	107.7031	113.6484
	B19		appuis	ELA	-145.1535	
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	B19	(35×45)	travée	ELA	84.548	104.6225
	B19		appuis	ELA	-133.5774	
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	B19	(35×45)	travée	ELA	56.4642	91.7154
	B19		appuis	ELA	-116.1981	

Tableau IV.9 sollicitations dans les poutres secondaires (ELU)

Niveaux	Poutre	section	Position	comb	M (KN.m)	V(KN)
Sous sol+ RDC+1 ^{er}	B26	(30×40)	travée	ELU	41.7056	86.5381
	B27		appuis	ELU	-53.0481	
2 ^{er} +3 ^{ème} étage	B28	(30×40)	travée	ELA	53.6983	87.3892
	B28		appuis	ELA	-107.6438	
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	B28	(30×40)	travée	ELA	59.0957	94.4583
	B28		appuis	ELA	-118.694	
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	B28	(30×40)	travée	ELA	58.0079	94.8901
	B28		appuis	ELA	-119.8192	
8 ^{ème} +9 ^{ème} étages	B28	(30×40)	travée	ELA	52.635	92.1862
	B28		appuis	ELA	-117.1706	
10 ^{ème} +11 ^{ème} étage	B28	(30×40)	travée	ELA	41.8965	84.9361
	B28		appuis	ELA	-108.1358	

Tableau IV.10 sollicitations dans les poutres principales (ELS)

Niveaux	Poutre	section	Position	comb	M (KN.m)
Sous sol+ RDC com	B9	(35×50)	travée	ELS	78.4835
	B9		appuis	ELS	-112.7406
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	B9	(35×50)	travée	ELS	44.8702
	B9	(35×45)	appuis	ELS	-82.5608
3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	B3	(35×45)	travée	ELS	25.7457
	B3		appuis	ELS	-39.9759
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	B3	(35×45)	travée	ELS	25.302
	B10		appuis	ELS	-42.1312
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	B3	(35×45)	travée	ELS	26.4198
	B3		appuis	ELS	-42.7883
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	B3	(35×45)	travée	ELS	29.2531
	B45		appuis	ELS	-51.1911

Tableau IV.11 sollicitations dans les poutres secondaires (ELS)

Niveaux	Poutre	section	Position	comb	M (KN.m)
Sous-sol+ RDC+ 1 ^{er}	B26	(30×40)	travée	ELS	29.6599
	B36		appuis	ELS	-43.0288
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	B35	(30×40)	travée	ELS	15.9002
	B28		appuis	ELS	-41.9473
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	B27	(30×40)	travée	ELS	16.3668
	B28		appuis	ELS	-51.556
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	B28	(30×40)	travée	ELS	18.287
	B28		appuis	ELS	-59.6282
8 ^{ème} +9 ^{ème} étages	B28	(30×40)	travée	ELS	19.6815
	B28		appuis	ELS	-65.8382
10 ^{ème} +11 ^{ème} étage	B27	(30×40)	travée	ELS	22.3234
	B28		appuis	ELS	-69.4374

IV.3.1. Ferrailage

IV.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_{max}$ en zone **IIa**.

Avec Φ_{max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

IV.3.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

IV.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

IV.3.1.4. Calcul du ferrailage :**Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×50) la plus sollicitée du plancher sous-sol RDC commerce(B9) avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 110.3251 \text{ N.m} \quad M_a = -158.5964 \text{ KN.m}$$

IV.3.1.4.1. Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{158.59 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.48^2 \times 14.2} = 0.138 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.187$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.444 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{158.59 \times 10^{-3}}{(0.452 \times 348)} = 10.26 \text{ cm}^2$$

V.3.1.4.2. Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110.32 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.48^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$

$$\rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.126$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.455 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{110.32 \times 10^{-3}}{(0.452 \times 348)} = 6.95 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.12 Ferrailage des poutres principales (35×50)

Niveaux	Position	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Sous-sol + RDC commerce	travée	10.26	8.75	4HA16+2HA14=11.12
	appuis	6.95		5HA14=7.7
1 ^{er} étage service	travée	6.28		5HA14=7.7
	appuis	7.78		5HA14=7.7

Tableau V.13 Ferrailage des poutres principales (35×45)

Niveaux	Position	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
2 ^{ème} étage	travée	7.08	7.875	4HA14+2HA12=8.42
	appuis	8.81		4HA14+2HA12=8.42
3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	travée	7.12		5HA14=7.7
	appuis	9.13		6HA14=9.24
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	travée	6.57		5HA14=7.7
	appuis	8.46		6HA14=9.24
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	travée	5.1		4HA14=6.16
	appuis	8.87		6HA14=9.24
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	travée	3.34		4HA12=4.52
	appuis	7.12		4HA14+2HA12=8.42

Tableau IV.14 Ferrailage des poutres secondaires (30×40)

Niveaux	Position	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Sous-sol+ RDC+1 ^{er}	travée	3.26	6	4HA12=4.52
	appuis	3.80		4HA12=4.52
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	travée	3.66		4HA12=4.52
	appuis	7.63		4HA14+2HA12=8.42
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	travée	4.04		4HA12=4.52
	appuis	8.49		6HA14=9.24
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	travée	3.96		4HA12=4.52
	appuis	8.50		6HA14=9.24
8 ^{ème} +9 ^{ème} étages	travée	3.58		4HA12=4.52
	appuis	8.37		4HA14+2HA12=8.42
10 ^{ème} +11 ^{ème} étage	travée	2.83		4HA12=4.52
	appuis	7.67		4HA14+2HA12=8.42

IV.3.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

IV.3.1.5.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :

Poutres principales :

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

En zone de recouvrement :

Poutres principales :

$$A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

$$A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$$

IV.3.1.5.2. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans les sections :**Poutres Principales :**

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Poutres Secondaires :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

IV.3.1.5.3. Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40\varphi$ En zone IIa

$\varphi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 64 \text{ mm}$ On adopte $L_r = 65 \text{ mm}$

$\varphi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 56 \text{ mm}$ On adopte $L_r = 60 \text{ mm}$

$\varphi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 48 \text{ mm}$ On adopte $L_r = 50 \text{ mm}$

IV.3.1.6. Les armatures transversales :✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

Poutres Principales :

$$\varphi \leq \min\left(\varphi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.42, 3.5)$$

$$\varphi \leq \min\left(\varphi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.28, 3.5)$$

Poutres secondaires :

$$\varphi \leq \min\left(\varphi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

$\varphi_l \leq 1.14 \text{ cm} \rightarrow$ Soit $\varphi_l = 8 \text{ mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales**

1. Selon le BAEL:

$$S_{t \leq \min(S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})} \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau - 0.3 f_{t2R})} \end{cases}$$

2. Selon RPA:

$$\begin{cases} S_{t1}^{RPA} \leq \left(\min \frac{h}{4}; 12\varphi_l^{min}\right) \rightarrow \text{En zone nodale} \\ S_{t2}^{RPA} \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En zone courante} \end{cases}$$

Tableau IV.15 Calcul des espacements des barres dans les poutres

Espacement (cm)		P.P (35×50)	P.P (35×45)	P.S (30×40)
BAEL	S_{t1}	40	38.7	34.2
	S_{t2}	57.42	57.42	67
	S_{t3}	48	48	126
	S_t	40	38.7	34.2
RPA	S_{t1}^{RPA}	12.5	11.25	10
	S_{t2}^{RPA}	25	22.5	20
En zone nodale		10	10	10
En zone courante		15	15	15

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0.003 S_t \cdot b$$

Tableau IV.16 Récapitule les vérifications des sections d'armatures transversales

Section	P.P (35×50)	P.P (35×45)	P.S (30×40)
A_t^{min}	1.575	1.575	1.35
A_t	2.01	2.01	2.01
$A_t > A_t^{min}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier

IV.3.1.7. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales : (35×50) → $A_{min} = 2.02\text{cm}^2 \leq A_{cal}$Vérifier

(35×45) → $A_{min} = 1.91\text{cm}^2 \leq A_{cal}$ Vérifier

Poutres secondaires : (30×40) → $A_{min} = 1.37\text{cm}^2 \leq A_{cal}$ Vérifier

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)**

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ / tel que $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible ⇒ $\bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	170.0647	1.01	3.33	Vérifiée
Secondaires	91.8901	0.80	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$(1)

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$(2) $\gamma_s = 1, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.18 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma(KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	7.7	170.0647	158.5964	4.25	-4.92	Vérifiée
Secondaires	9.42	91.8901	119.8192	2.29	-6.46	Vérifiée

IV.3.1.8. Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1)

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.19 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-112.7406	9.4381	199774.97	5.32	15	vérifiée
	Travées	78.4835	10.763	257245.03	3.28	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-69.4374	8.615	130370.3	4.58	15	vérifiée
	Travées	22,3234	6.532	76427.96	1.90	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \\ 2. A_{travée} \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)} \\ 3. l \leq 8m \end{array} \right.$$

Tableau IV.20 Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t (cm)	b (cm)	L (m)	A _{travée} (cm ²)	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{4,2.b.d}{f_e}$	1	2	3
PP	50	35	7.45	11.12	0.06	17.64	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	5.1	4.52	0.06	11.97	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Les schémas de ferrailage des poutres sont illustrées dans l'ANNEXE III annexe N°13 et 14

IV.3.2. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

IV.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = h - (2 \times d') \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

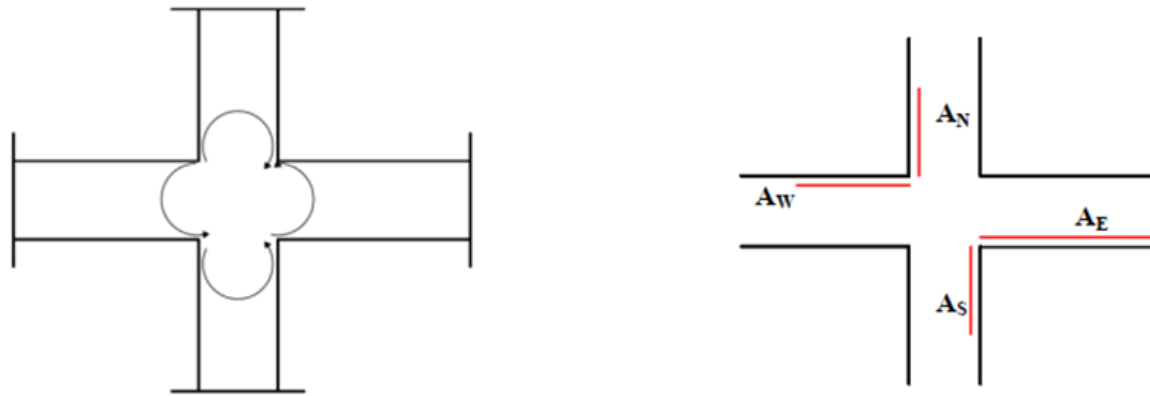


Figure V.3 Répartition des moments dans la zone nodale.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.21 Moment résistant des poteaux

Niveau	Section (cm^2)	Z (cm)	Nbre de barre/face	A_s (cm^2)	MR (KN.m)
Sous-sol	70×70	61.2	3HA20+2HA16	13.44	329.011
RDC com	65×70	61.2	3HA20+2HA14	12.48	305.51
Étage 1 ser	65×65	56.7	3HA20+2HA14	12.48	283.04
Étage 2	60×65	56.7	5HA16	10.05	227.934
Étage 3	60×60	52.2	4HA16+1HA14	9.58	200.03
Étage 4	55×60	52.2	3HA16+2HA14	9.09	189.799
Étage 5	55×55	47.7	3HA16+2HA14	9.09	177.437
Étage 6	50×55	47.7	4HA16	8.04	153.403
Étage 7	50×50	43.2	2HA16+2HA14	7.1	122.688
Étage 8	45×50	43.2	4HA14	6.16	106.444
Étage 9	45×50	43.2	1HA16+3HA12	5.4	93.312
Étage 10	45×45	38.7	2HA14+2HA12	5.34	82.66
Étage 11	40×40	34.2	4HA12	4.52	61.833

Tableau IV.22 Moment résistant des poutres principales

Niveau	Position	section (cm^2)	Z (cm)	A (cm^2)	M_r (KN.m)
sous-sol +RDC c	Travée	35 × 50	43.2	11.12	192.153
	Appui	35 × 50	43.2	7.7	133.056
Etage 1 service	Travée	35 × 50	43.2	7.7	133.056
	Appui	35 × 50	43.2	7.7	133.056
Etage 2	Travée	35 × 45	38.7	8.42	130.341
	Appui	35 × 45	38.7	8.42	130.341

Etage 3,4	Travée	35 × 45	38.7	7.7	119.196
	Appui	35 × 45	38.7	9.24	143.035
Etage 5,6	Travée	35 × 45	38.7	7.7	119.196
	Appui	35 × 45	38.7	9,24	143.035
Etage 7,8	Travée	35 × 45	38.7	6.16	95.356
	Appui	35 × 45	38.7	9.24	143.035
Etage 9, 10,11	Travée	35 × 45	38.7	4.52	69.969
	Appui	35 × 45	38.7	8.42	130.341

Tableau IV.23 Moment résistant des poutres secondaires

Niveau	Position	section (cm ²)	Z (cm)	A (cm ²)	M _r (KN. m)
sous sol +RDC c + Etage 1	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	4.52	61.833
Etage 2,3	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	8.32	113.817
Etage 4,5	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	9.24	126.403
Etage 6,7	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	9.24	126.403
Etage 8,9	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	8.42	115.185
Etage 10,11	Travée	30 × 40	34.2	4.52	61.833
	Appui	30 × 40	34.2	8.42	115.185

Tableau IV.24 Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Principales

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol	305.51	329.011	685.011	192.15	133.05	406.5	Vérifiée
RDC c	283.04	305.51	588.55	192.15	133.05	406.5	Vérifiée
Etage1 s	227.934	283.04	520.974	133.05	133.05	332.62	Vérifiée
Etage 2	200.03	227.934	427.967	130.34	130.34	325.87	Vérifiée
Etage 3	189.799	200.03	389.825	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 4	173.437	189.799	363.236	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 5	153.403	173.437	326.84	119.19	143.03	327.77	Non Vérifiée
Etage 6	122.688	153.403	276.09	119.19	143.03	327.77	Non Vérifiée
Etage 7	106.444	122.688	229.132	95.35	143.03	297.97	Non Vérifiée
Etage 8	93.312	106.444	199.752	95.35	143.03	297.97	Non Vérifiée
Etage 9	82.66	93.312	177.972	69.96	130.34	250.37	Non Vérifiée
Etage 10	61.833	82.66	144.493	69.96	130.34	250.37	Non Vérifiée
Etage11	0	61.833	66.833	69.96	130.34	250.37	Non vérifiée

Tableau IV.25 Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Secondaires

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
S-sol	305.51	329.011	685.011	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
RDC c	283.04	305.51	588.55	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
Etage1 s	227.934	283.04	520.974	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
Etage 2	200.03	227.934	427.967	61.833	113.817	218.93	Vérifiée
Etage 3	189.799	200.03	389.825	61.833	113.817	218.93	Vérifiée
Etage 4	173.437	189.799	363.236	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 5	153.403	173.437	326.84	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 6	122.688	153.403	276.09	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 7	106.444	122.688	229.132	61.833	126.403	235.29	Non Vérifiée
Etage 8	93.312	106.444	199.752	61.833	115.185	221.27	Non Vérifiée
Etage 9	82.66	93.312	177.972	61.833	115.185	221.27	Non Vérifiée
Etage 10	61.833	82.66	144.493	61.833	115.185	221.27	Non Vérifiée
Etage11	0	61.833	66.833	61.833	115.185	221.27	Non vérifiée

Remarque : après vérification de la zone nodale on remarque qu'elle n'est pas vérifiée dans le sens principales à partir de l'étage 4 jusqu'au 10^{ème} étage et dans le sens secondaires n'est pas vérifier à partir du 6^{ème} étage au 10^{ème} donc la solution c'est d'augmenter la section de ferrailage des poteaux.

Tableau IV.26 Moment résistant des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	Nbre de barre/face	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous-sol	70×70	61.2	3HA20+2HA16	13.44	329.011
RDC com	65×70	61.2	3HA20+2HA14	12.48	305.51
Etage1 ser	65×65	56.7	3HA20+2HA14	12.48	283.04
Étage 2	60×65	56.7	5HA16	10.05	227.934
Étage 3	60×60	52.2	4HA16+1HA14	9.58	200.03
Étage 4	55×60	52.2	4HA16+1HA14	9.58	200.03
Étage 5	55×55	47.7	4HA16+1HA14	9.58	187.931
Étage 6	50×55	47.7	3HA16+2HA14	9.09	173.437
Étage 7	50×50	43.2	3HA16+2HA14	9.09	157.075
Étage 8	45×50	43.2	3HA16+2HA14	9.09	157.075
Étage 9	45×50	43.2	3HA16+2HA14	9.09	157.075
Étage 10	45×45	38.7	4HA14	6.16	95.356
Étage 11	40×40	34.2	4HA14	6.16	84.26

Tableau IV.27 Ré-Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Principales

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	305.51	329.011	685.011	192.15	133.05	406.5	Vérifiée
RDC c	283.04	305.51	588.55	192.15	133.05	406.5	Vérifiée
Etage1 s	227.934	283.04	520.974	133.05	133.05	332.62	Vérifiée
Etage 2	200.03	227.934	427.967	130.34	130.34	325.87	Vérifiée
Etage 3	200.03	200.03	389.825	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 4	187.931	200.03	387.961	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 5	173.437	187.931	361.35	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 6	157.075	173.437	330.512	119.19	143.03	327.77	Vérifiée
Etage 7	157.075	157.075	314.15	95.35	143.03	297.97	Vérifiée
Etage 8	157.075	157.075	314.15	95.35	143.03	297.97	Vérifiée
Etage 9	95.356	157.075	252.431	69.96	130.34	250.37	Vérifiée
Etage 10	84.26	95.356	179.616	69.96	130.34	250.37	Non Vérifiée
Etage11	0	84.26	84.26	69.96	130.34	250.37	Non vérifiée

Tableau IV.28 Ré-Vérifications de la zone nodale Poteaux-Poutre Secondaires

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	305.51	329.011	685.011	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
RDC c	283.04	305.51	588.55	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
Etage1 s	227.934	283.04	520.974	61.833	61.833	154.582	Vérifiée
Etage 2	200.03	227.934	427.967	61.833	113.817	218.93	Vérifiée
Etage 3	200.03	200.03	389.825	61.833	113.817	218.93	Vérifiée
Etage 4	187.931	200.03	387.961	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 5	173.437	187.931	361.35	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 6	157.075	173.437	330.512	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 7	157.075	157.075	314.15	61.833	126.403	235.29	Vérifiée
Etage 8	157.075	157.075	314.15	61.833	115.185	221.27	Vérifiée
Etage 9	95.356	157.075	252.431	61.833	115.185	221.27	Vérifiée
Etage 10	84.26	95.356	179.616	61.833	115.185	221.27	Non Vérifiée
Etage11	0	84.26	84.26	61.833	115.185	221.27	Non vérifiée

Commentaire : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour les deux derniers étages. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative.

IV.4. Etude des voiles

IV.4.1. Introduction :

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_1 \\ N^{\min} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_2 \\ M^{\max} & \rightarrow N^{\text{corr}} & \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.2.Calcul des voiles

- ❖ **Exemple de calcul : Voile V_{y1} (Entre sol)**

Données :

$$N_{\max} = 1631.0402 \text{ KN}; M_{\text{cor}} = 122.0189 \text{ KN.m}; V_u = 433.69 \text{ KN}$$

$$l = 1.90 \text{ m}; e = 15 \text{ cm}; d = 1.85 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}; \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{122.0189}{1631.0402} = 0.075 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{1.9}{2} = 0.95 \text{ m}$$

Avec:

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 1.34 \text{ MN.m} \quad (2) \rightarrow 3.16 \text{ MN.m}$$

⇒ N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 122.0189 + 1631.0402 \times \left(1.85 - \frac{1.9}{2}\right) = 1589.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.589}{0.20 \times (1.85)^2 \times 18.48} = 0.167$$

$$\mu_{bu} = 0.125 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.230$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.68$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2.688}{1.68 \times 400} = 23.671 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -17.10 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v \quad \text{Dans} \quad \text{notre} \quad \text{cas} \quad :$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1631.0402 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.2} + \frac{122.0189 \times 10^{-3}}{0.11} \times 0.95 = 7.07 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1631.0402 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.2} - \frac{122.0189 \times 10^{-3}}{0.11} \times 0.95 = 4.37 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{4.37 \times 1.9}{7.07 + 4.37} = 0.73 \text{ m} \\ l_c = 1.90 - 2 \times 0.73 = 0.45 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 73) = 2.9 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 45) = 0.9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 190) = 4.275 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 433.69 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.85} = 2.37 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{2.37 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 2.22 \text{ cm}^2$$

IV.4.3. Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux

Tableau IV.29 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
S Sol +RDCc+ Etage1+2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 2588.6588→118.1725	SPC	0	4.24	0.40	1.41	0.27	6.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 1913.6145→1258.7159	SPC	2.40	3.07	1.58	1.02	1.05	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 589.3507→87.9754	SPC	0	3.31	1.34	1.1	0.9	
Etage 3,4,5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1887.3217→61.158	SPC	0	4.36	0.29	1.45	0.19	6.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 766.9344→1219.1361	SPC	0	0.83	3.82	0.28	2.55	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 421.3425→351.0988	SPC	0	1.77	2.88	0.59	1.92	
Etage 7, 8,9 , 10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1131.0497→37.9848	SPC	0	4.35	0.3	1.45	0.20	6.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 365.0964→1080.6791	SPC	0	1.61	3.04	0.54	2.03	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 15.8737→139.0118	SPC	0.94	4.38	0.27	1.46	0.18	

Tableau IV.30 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Sous-Sol +RDCc+ etage1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 2582.6164→397.6642	SPC	0	3.26	1.39	1.09	0.92	6.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 2234.0768→2557.7812	SPC	0	1.9	2.75	0.63	1.83	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 621.9698→1742.9243	SPC	7.65	3.79	0.86	1.26	0,57	
Etage 3, 4, 5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1776.6158→34.4936	SPC	0	4.48	0.17	1.49	0.12	6.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 825.0348 →1122.938	SPC	0	2.88	1.77	0.96	1.18	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 357.953→437.6288	SPC	0	2.68	1.97	0.89	1.31	
Etage 7, 8,9 , 10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1109.0448→74.9833	SPC	0	4.04	0.61	1.35	0.41	9.98
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 93.8292→295.4045	SPC	0	1.79	2.86	0.6	1.91	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 434.1123→514.8746	SPC	0	2.62	2.03	0.87	1.35	

Tableau IV.31 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_1 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Sous Sol, RDCc Etage1, 2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1631.0402→122.0189	SPC	0	2.18	0.67	0.73	0.45	4.28
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 870.8185→761.3202	SPC	4.07	2.06	0.79	0.69	0.53	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 147.9572→172.3914	SPC	0.49	2.08	0.77	0.69	0.52	
Etage 3, 4, 5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1058.7393→ 58.2320	SPC	0	2.36	0.49	0.79	0.33	4.28
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 357.22→670.7096	SEC	0	1.16	2.69	0.39	1.13	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 196.8037→196.1727	SPC	0.22	1.94	0.91	0.65	0.60	
Etage7, 8, 9, 10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 661.1059→217.4073	SPC	0	0.11	2.74	0.04	1.83	4.28
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 277.2684→359.3134	SPC	0	1.68	1.17	0.56	0.78	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 40.8568→174.7473	SPC	1.86	2.64	0.21	0.88	0.14	

Tableau IV.32 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_2 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Sous-Sol 1 RDCc Etage 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1182.2037→292.9304	SPC	5.24	1.65	0.15	0.55	0.1	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 528.8772→773.5923	SPC	5.17	1.27	0.53	0.42	0.35	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 212.9686→334.3582	SPC	0	0.97	0.83	0.32	0.56	
Etage 3, 4, 5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 885.9906→ 107.7704	SPC	0	0.71	1.09	0.24	0.73	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 170.7725→433.432	SPC	0	0.89	0.91	0.3	0.61	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 268.0846→ 132.8984	SPC	0	1.07	0.73	0.36	0.48	
Etage 7, 8,9 , 10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 616.3821→128.7797	SPC	0	0.08	1.72	0.03	1.15	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 164.5303→216.8983	SPC	1.00	1.33	0.47	0.44	0.32	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 75.6018→109.4951	SPC	1.46	1.55	0.25	0.52	0.17	

Tableau IV.33 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_3 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Sous-Sol RDCc Etage 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1972.1598→555.7234	SPC	1.66	0.69	2.54	0.23	1.69	4.84
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 1217.3195→1622.8095	SPC	0	1.68	1.54	0.56	1.03	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 634.3548→17.2618	SPC	0	2.98	0.24	0.99	0.16	
Etage 3, 4, 5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1501.38→136.3589	SPC	0	2.41	0.82	0.8	0.54	4.84
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 362.5096→1207.3497	SPC	2.89	2.84	0.38	0.95	0.26	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 398.796→103.7786	SPC	0	0.88	2.34	0.29	1.56	
Etage 7, 8,9 ,10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 965.1461→156.8501	SPC	0	1.76	1.46	0.59	0.98	4.84
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 251.0796→849.2063	SPC	0	0.56	2.66	0.19	1.77	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 84.8816→10.5166	SPC	0	2.11	1.12	0.70	0.74	

Tableau IV.34 Sollicitations et ferrailage du voile Vy_4 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Sous-Sol RDCc Etage 1,2	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1174.8899→57.0241	SPC	0	1.36	0.44	0.45	0.29	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 408.3162→715.1808	SPC	2.03	1.17	0.63	0.39	0.42	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 41.2132→35.7897	SPC	0.25	1.39	0.41	0.46	0.28	
RDC+ Etage 3, 4,5,6	$N_{max} \rightarrow M_c$ 724.5307→112.4105	SPC	0	0.4	1.4	0.13	0.93	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 182.1858→521.251	SPC	0	0.77	1.03	0.26	0.69	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 97.8269→17.982	SPC	0	0.15	1.65	0.05	1.1	
Etage 7, 8,9 ,10,11	$N_{max} \rightarrow M_c$ 430.0779→135.0488	SPC	0.20	1.2	0.6	0.4	0.4	2.7
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 224.8368→134.58	SPC	3.42	1.58	0.22	0.53	0.14	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 8.2170→2.6956	SPC	0	0.7	1.1	0.23	0.73	

IV.4.4. Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau IV.35 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x1}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol RDC c Etage 1,2	8HA8 = 4,02 cm ²	20	496.25	1.56	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
Etage 3, 4,5,6	8HA8 = 4,02 cm ²	20	322.05	1.01	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
Etage 7, 8, 9,10,11	8HA8 = 4,02 cm ²	20	200.95	0.7	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20

Tableau IV.36 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x2}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol	8HA10 = 6,28 cm ²	20	567.39	1.78	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
RDC Etage 1, 2	8HA8 = 4,02 cm ²	20	373.96	1.17	0.45	2HA10=1,57 cm ²	20
Etage 3	8HA10 = 6.28 cm ²	20	252.84	0.79	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20

Tableau IV.37 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y1}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol	17HA10 = 13.35 cm ²	20	433.69	2.22	0.45	2HA10=1,57 cm ²	20
RDC Etage 1,2	17HA10 = 13.35 cm ²	20	204.07	1.04	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
Etage 3	17HA8 = 8.55 cm ²	20	200.95	1.03	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20

Tableau IV.38 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y2}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol	16HA10 = 12.57 cm ²	20	284.7 8	3.13	0.45	2HA10=1,57 cm ²	20
RDC Etage 1,2	16HA8 = 8.04 cm ²	20	112.8 1	0.91	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
Etage 3	16HA8 = 8.04 cm ²	20	124.3 3	1.01	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20

Tableau IV.39 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₃

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol	7HA10 = 5.50 cm ²	20	386.6 4	1.75	0.45	2HA10 =1.57 cm ²	20
RDC Etage1,2	7HA8 = 3.52 cm ²	20	206.5 6	0.93	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 3	7HA8 = 3.52 cm ²	20	164.5 7	0.74	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau IV.40 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₄

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous-Sol	20HA12 = 22.62 cm ²	15	162.21	1.31	0.45	2HA12=2,26 cm ²	20
RDC Etage1, 2	15HA8 = 7.54 cm ²	20	116.78	0.95	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20
Etage 3	15HA8 = 7.54 cm ²	20	157.51	1.28	0.45	2HA8=1,01 cm ²	20

Les schémas de ferrailage des voiles sont illustrés dans l'ANNEXE III annexe N°15

IV.4.6. Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, Ils sont ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques. Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre V

Etude de
l'infrastructure

V.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

V.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1/10 de la hauteur de bâtiment de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2.00bars$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

V.3. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{adm} \dots \dots (1)$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{ser} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le **ETABS V16.2** ; $N_{ser} = 3337.63 \text{ KN}$

S : surface de la semelle $S = A \times B$

σ_{adm} : La contrainte admissible du sol

On adoptera une semelle homothétique $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots (2)$

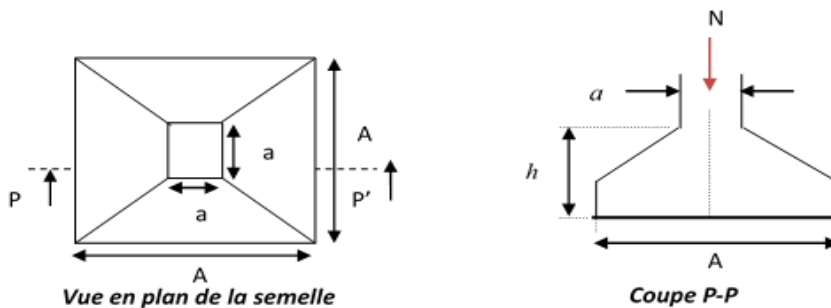


Figure V.1 schéma d'une semelle

On remplace (2) dans (1) on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser} \times a}{\sigma_{adm} \times b}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{3337.64 \times 0.7}{200 \times 0.7}} \rightarrow A \geq 4.08m$$

D'après les résultats on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.4. Vérification des semelles filantes

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016** pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux ; avec N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 751.4265KN$, $N_2 = 3165.6283KN$, $N_3 = 2538.3383KN$, $N_4 = 2725.8634KN$

$N_5 = 685.4687 KN$.

$$N = \sum_{i=1}^5 N_i = 9866.7252KN$$

La surface totale des semelles filantes se calcul par la formule suivante :

Données : $N_{ser} = 9866.7252KN$; $\sigma_{adm} = 2 bar$

$L = \sum l_i + 2 \times l_{débordement}$ avec $l_{débordement} = 0.7m$; $L = 23m$

On a : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm} \times L} \rightarrow B \geq \frac{9866.7252}{200 \times 23} \rightarrow B \geq 2.14$

On opte pour : $B = 2.2m$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.2m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

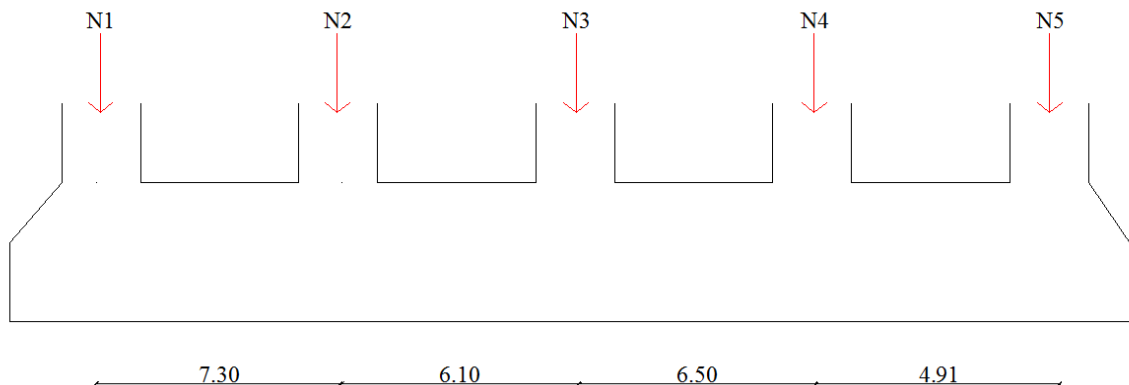


Figure V.2 Semelle filante

- **Calcul de la surface de la semelle filante :**

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{adm}} = \frac{9866.7252}{200} = 49.33m^2$$

- **Calcul de la hauteur total de la semelle filante :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule : $h_t = d + d'$

d' : Enrobage des armatures $d' = 5cm$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d = 40cm$ donc $h_t = 45cm$

- **Vérification en tenant compte de la semelle filante :**

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf} \text{ Avec } \begin{cases} N_{sup} = \sum N_i \\ N_{inf} = N_{A.P} + N_{S.f} \end{cases}$$

$$N_{\text{avant poteau}} = \gamma_b \times S_{A,P} \times h \times n$$

$$N_{\text{semelle filante}} = \gamma_b \times S_{S,f} \times h_t$$

Avec :

$S_{A,P}$: Surface de l'avant poteau (70×70)

h : hauteur de l'avant poteau h=1m

n : nombre de poteaux revenant à la semelle filante n=5

h_t : la hauteur de la semelle filante $h_t=45$ cm

AN : $N_{A,p} = 25 \times 0.7^2 \times 1 \times 5 = 61.25KN$

- $N_{S,f} = 25 \times 49.33 \times 0.45 = 554.96KN$

$N_r = 10482.93KN$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \frac{10482.93 \times 10^{-3}}{49.33} 0.21MPa > 0.2MPa$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

V.5. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un sol moyen.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés.

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

V.5.1. Pré dimensionnement

V.5.1.1. La condition de coffrage

✓ Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$

✓ Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 5.4m : \text{La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.} \\ h_t : \text{Hauteur de la nervure.} \\ h_r : \text{Hauteur du radier.} \end{array} \right.$

AN: $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{650}{10} = 65cm \Rightarrow h_t = 65cm \dots \dots \dots (1)$

$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{650}{20} = 32.5cm \Rightarrow h_r = 40cm$

V.5.1.2. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{KN/m}^2$.

I: Inertie de la section du radier.

K: Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

b: La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a: $I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 1.032m \dots \dots \dots (2)$

A partir des deux conditions (1) et (2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure : $h_t = 115 \text{cm}$

La hauteur de radier : $h_r = 40 \text{cm}$

V.5.1.3. Calcul du Poids

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 57966.836 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 289.83 \text{m}^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 289.83 \text{m}^2$$

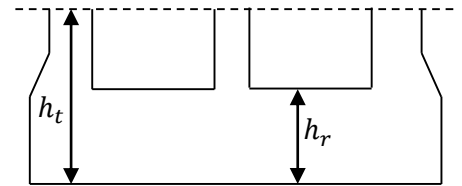


Figure V.3 dimension du radier

La surface du bâtiment $S_{bat} = L_x \times L_y = 25.25 \times 21.60 = 545.4 \text{m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 545.4 \text{m}^2 \Rightarrow$ On opte pour un radier nervuré sans débord.

V.5.2. Les Vérifications nécessaires

V5.2.1. Vérification au poinçonnement

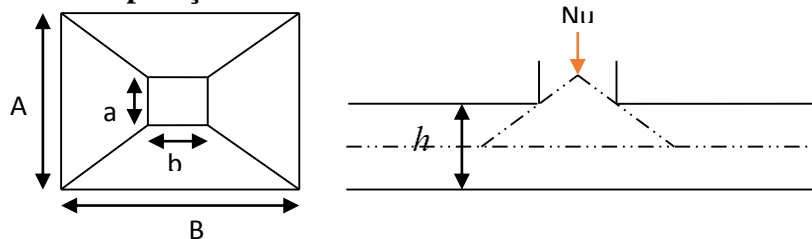


Figure V.4 Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A = B = 0.7 + 1 = 1.7 \text{m}$$

On trouve $U_c = 6.8 \text{ m}$

$N_u = 4610.6174 \text{KN} < 0.045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 5100 \text{KN}$ (La condition est vérifiée).

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

V.5.2.2. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{adm} \text{ Avec : } \sigma_{min,max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

A partir des calculs géométriques (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 12.625 \text{ m} ; I_{xx} = 21205.125 \text{ m}^4 \\ Y_G = 10.8 \text{ m} ; I_{yy} = 28977.215 \text{ m}^4 \\ S = 545.5 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans le sens x-x : $N = 57966.836 \text{ KN}$; $M_x = 21199.2166 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{57966.836 \times 10^{-3}}{545.5} + \frac{21199.2166 \times 10^{-3} \times 10.8}{212105.125} = 0.156 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.105 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.106 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier dans le sens X-X}$$

Dans le sens y-y : $N = 57966.836 \text{ KN}$; $M_y = 17860.074 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{57966.836 \times 10^{-3}}{545.5} + \frac{17860.074 \times 10^{-3} \times 12.62}{28977.215} = 0.114 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.098 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.11 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier dans le sens Y-Y}$$

V.5.2.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x :

$$e = \frac{61268.7102}{57966.836} = 1.056 \text{ m} \leq \frac{25.25}{4} = 6.312 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens y-y

$$e = \frac{61335.7258}{57966.836} = 1.058 \text{ m} \leq \frac{21.6}{4} = 5.4 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Pas risque au renversement dans les deux sens.

V.5.2.4. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

$N = 57966.836 \text{ KN}$

$H = 4.06$ La hauteur de la partie ancrée du bâtiment

$F_s = 1.5$ coefficient de sécurité

$S_{rad} = 669.63 \text{ m}^2$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ Poids volumique de l'eau

On trouve : $N = 57966.836 \text{ KN} \geq 1.5 \times 4.06 \times 669.63 \times 10 = 40780.467 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée. ⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

V.5.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 : le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 5.4 \text{ m}, l_y = 6.8 \text{ m}$$

V.5.3.1. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{79783.1993}{545.4} + 1.35 \times 10 = 159.783 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{57966.836}{545.4} + 10 = 116.283 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.2}{6.5} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.64 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0.3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0765 \times 159.783 \times 4.2^2 = 215.62 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 74.863 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 161.715 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 56.147 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{ En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -107.81 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -37.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $(b \times h_r) = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Ferrailage du radier

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{\text{calculée}} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{choisie}} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	161.715	13.13	3.77	7HA16=14.07	15
	Sens y-y	56.147	4.42	3.2	7HA12=7.92	15
En appuis	Sens x-x	-107.81	8.61	4.46	7HA14=10.78	15
	Sens y-y	-37.43	2.93	4.46	7HA14=10.78	15

Remarque: On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

V.5.3.2. Vérification de condition de non fragilité

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \text{ (Acier HA FeE400)} \\ \rho = 0.70 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

$$\text{Sens xx: } A_{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 13.13 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}} = 3.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens yy: } A_{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\checkmark **En appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^x = 10.78 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\text{min}} = 4.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec $A_a^x = 10.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.5.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 285.73 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 77.085 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 285.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{285.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.77 \text{ MPa} \leq 1.16 \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

→ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

V.5.3.4. Vérification des contraintes :

✓ L'ELS : $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$\begin{cases} \rho = 0.64 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases}$

$\begin{cases} M_0^x = 0.0731 \times 116.283 \times 4.2^2 = 149.94 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 76.726 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 112.45 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 57.544 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -74.97 \text{ KN.m}$

On a la condition suivante à vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS. y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau V.2 Vérifications des contraintes du radier

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{adm} (MPa)		Obs	σ _s (Mpa)	Obs
					σ _{bc}	σ _{adm}			
Travée	X-X	112.45	10.56	186792.27	6.35	15	V	238.75	Non vérifier
	Y-Y	57.54	8.26	116912.65	4.06	15	V	212.17	
Appuis	X-X	-74.97	9.44	150860.89	4.775	15	V	205.43	
	Y-Y								

↪ **Remarque** : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

✓ **En travée** : Sens xx: 6HA20 = 18.85cm²/ml
Sens yy: 6HA14 = 9.24cm²/ml

✓ **En appuis** : 6HA16 = 12.06cm²/ml

Rê-vérification des contraintes du radier

Tableau V.3 Vérifications des contraintes du radier

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	112.45	18.85	11.91	234307.11	5.71	Vérifier	180.62	Vérifier
y-y	57.54	9.24	8.83	133410.85	4.25		182.24	
Appuis	-88.47	12.06	9.90	165198.06	4.49		184.47	

❖ Espacement des armatures :

- Sens x-x : $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$
- Sens y-y : $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$
- Sens x-y : $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans l'ANNEXE N° III annexe (16).

V.5.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Méthode de calcul

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée

$$\begin{cases} P_m = \frac{2ql_x}{3} \\ P_v = \frac{1ql_x}{2} \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

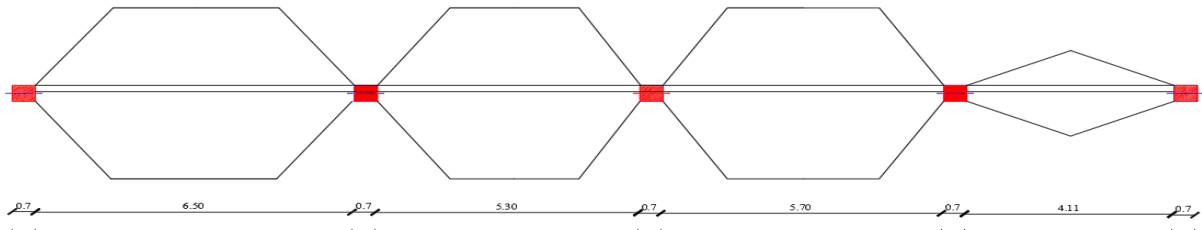
q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$Q_u = 159.783 \text{ KN/m}^2, Q_s = 116.283 \text{ KN/m}^2$$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X :



✓ Sens Y-Y:

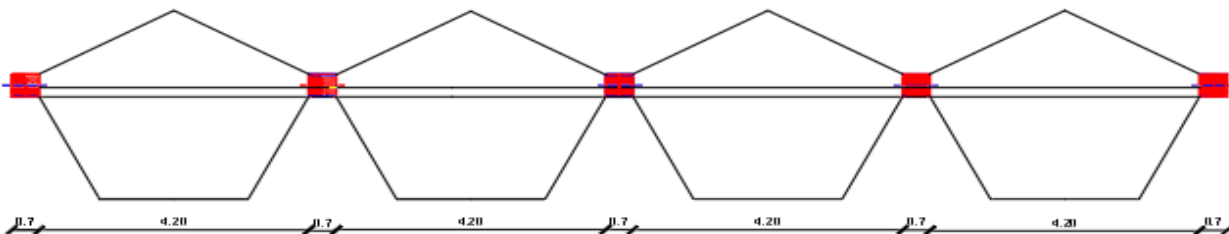


Figure V.5 ligne de ruptures de la nervure dans les deux sens

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X

Tableau VI.4: Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u KN/m	579.46	531.48	551.88	437.8
q_m^s KN/m	421.7	386.78	401.64	318.6

Sens Y-Y

Tableau VI.5: Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1
q_m^u KN/m	449.07
q_m^s KN/m	326.81

Remarque : vu qu'on a la même distance dans les quatre travées donc : $q_m^u(T1) = q_m^u(T2) = q_m^u(T3) = q_m^u(T4)$
 $q_m^s(T1) = q_m^s(T2) = q_m^s(T3) = q_m^s(T4)$

V.5.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↪ Moments aux appuis : $M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

↪ Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P_{ner}^u = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.7 \times 1.15 \times 25 = 27.16 \text{ KN/m}$

$$P_{ner}^s = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 20.125 \text{ KN/m}$$

ELU :

➤ Sens X-X

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 Sollicitations des nervures a l'ELU dans le sens X-X

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
Travée 1	7.2	7.2	606.72	0	-2750,309	2,97	2676,64
Travée 2	6	4.8	558.64	-2750,309	-1058,813	3,031	-184,531
Travée 3	6.4	5.12	579.04	-1058,813	-1209,155	2,509	764,159
Travée 4	4.81	4.81	464.96	-1209,155	0	2,946	808,049

➤ Sens Y-Y

Tableau VI.7 Tableau des sollicitations a l'ELU dans le sens Y-Y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
Travée 1	4.9	4.9	476.23	0	-1035,273	2,006	958,516
Travée 2	4.9	3.92	476.23	-1035,273	-550,998	2,219	137,631
Travée 3	4.9	3.92	476.23	-550,998	-1035,273	1,701	137,631
Travée 4	4.9	4.9	476.23	-1035,273	0	2,894	958,516

ELS :

➤ Sens X-X

Tableau V.8 Sollicitations des nervures a l'ELS dans le sens X-X

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Ps (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
Travée 1	7.2	7.2	441.825	0	-2002,883	2,97	1949,157
Travée 2	6	4.8	406.905	-2002,883	-771,224	3,031	-134,262
Travée 3	6.4	5.12	421.765	-771,224	-880,812	2,509	556,565
Travée 4	4.81	4.81	338.725	-880,812	0	2,946	588,69

➤ Sens Y-Y

Tableau VI.9 Tableau des sollicitations a l'ELS dans le sens Y-Y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Ps (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
Travée 1	4.9	4.9	346.935	0	-754,2	2,006	698,282
Travée 2	4.9	3.92	346.935	-754,2	-401,404	2,219	100,264
Travée 3	4.9	3.92	346.935	-401,404	-754,2	1,701	100,264
Travée 4	4.9	4.9	346.935	-754,2	0	2,894	698,282

V.5.4.2. Ferrailage de la nervure

↳ Sens x-x :

$h_t = 1m, h_r = 0.40m, b_0 = 0.80m, d = 1.1m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}) \rightarrow b_1 \leq \min(\frac{420}{10}; \frac{650}{2})$

$b_1 \leq \min(42; 325)$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$

↳ Sens y-y :

On a des travées de même distance dans le sens Y-Y donc on aura $b=160cm$

Le moment équilibré par la table :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14,2 \times 1,6 \times 0,40 \times (1,1 - \frac{0,40}{2}) = 8179.2KN.m.$

$2861.794KN.m \leq 6949.12KN.m$

L'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

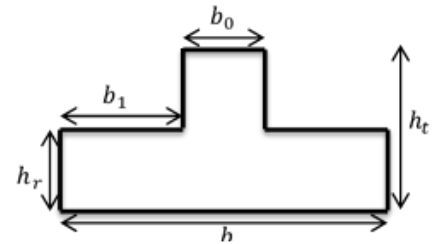


Figure V.6 section de la nervure à ferrillé

Tableau V.10 Ferrailage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	2750.309	78.75	14.72	80.42	10HA32
	Appui	-2676.64	76.42		80.42	10HA32

Tableau V.11 Ferrailage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	1035.273	27.91	14.72	31.42	10HA20
	Appui	-958.516	25.77		31.42	10HA20

➤ Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.5MPa$

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	2566.179	2.33	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1378.044	1.25	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	2002.883	40.84	8040435.77	10.17	V	258.41	Non vérifier
	appui	1949,157	40.84	8040435.77	9.90	V	251.48	
y-y	travée	-754,2	27.83	3900660.75	5.38	V	238.31	
	appui	698,282	27.83	3900660.75	4.98	V	220.64	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	travée	13HA32	104.55	45.15	9663287.02	9.35	201,61
	appui	13HA32	104.55	45.15	9663287.02	9.10	196.21
y-y	Travée	13HA20	40.84	31.08	4816238.44	4.86	185.73
	appui	13HA20	40.84	31.08	4816238.44	4.506	171.63

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(32.85; 80; 20)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Espacement des aciers transversaux :

Soit $5HA8=2.51 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1. S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow \min(99,40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.8} = 31.37$$

$$3. S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.8(2.33 - 0.3 \times 2.1)} = 8.03 \text{ cm}$$

• **Armatures de peau :**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 1.15 = 3.45 \text{ cm}^2$.

Soit : $3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$ par face.

le schéma de ferrailage de la nervure est illustré dans **l'ANNEXE N°III annexe (17)**.

V.6. Étude du voile périphérique :

V.6.1. Introduction :

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des murs :

La hauteur $h = 3.4 \text{ m}$

La longueur $L = 7.65 \text{ m}$

L'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement $\phi = 19.26^\circ$

La cohésion $c = 1.23 \text{ bars}$

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée

V.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \quad ; \quad \text{On prend } C=0 \text{ (cas le plus défavorable).}$$

$$G = 3.4 \times \left(20.9 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{19.26}{2}\right) \right) = 35.80 \text{ KN/m}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q = 5.03 \text{ KN/ml}$$

V.6.3. Ferrailage du mur :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée :

A L'ELU :

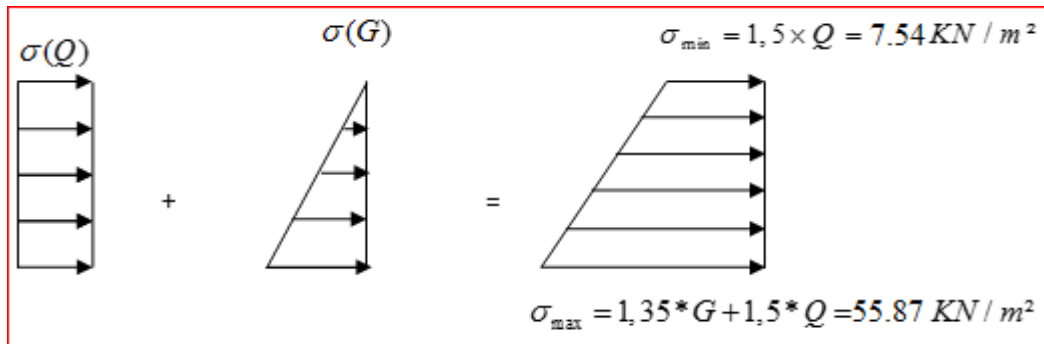


Figure V.7 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 43.78$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 43.78$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4\text{m} \quad h = 20\text{cm}$$

$$L_y = 6.95\text{m} \quad b = 100\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{6.95} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.48 > 0.4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 64.19 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 16.04 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times 64.19 = 54.56 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 16.04 = 13.64 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \times 64.19 = -32.09 \text{KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h ; \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau V.15 Section des armatures du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	54.56	9.93	2	7HA14=10.78
	y-y	13.64	2.34	2	6HA8=3.02
Appui		32.09	5.34	2	7HA10=5.50

➤ **Les espacements :**

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 15 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 18cm

Armatures en appuis: St ≤ min (4e, 45 cm) = 15cm

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

On doit vérifier que :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_x = \frac{Qu \times Lx \times Ly^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 89.83 \text{ KN}$
 $V_y = \frac{Qu \times Ly \times Lx^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 10.51 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

→ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

a) A l'ELS :

$\sigma_{min} = 1 \times Q = 5.03 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_{max} = 35.80$
 $q_s = \sigma_{min} + \sigma_{max} = 40.83 \text{ KN/m}^2$
 $\rho = 0.48 > 0.4$ $\mu_x = 0.1026$
 $\mu_y = 0.3491$

$M_{0x} = 48.42 \text{ KN.m}$ $M_{0y} = 16.90 \text{ KN.m}$
 $M_{tx} = 0.85 \times 48.42 = 41.15 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0.85 \times 16.90 = 14.36 \text{ KN.m}$
 $M_{ax} = -0.5 \times 24.21 = -32.09 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$\left\{ \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$

Tableau V.16 Vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens	M (KN.m)	Aadoptée (cm²/ml)	y (cm)	I (cm⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	41.15	10.78	5.97	26772.18	9.17	Vérifier	254.30	Non Vérifier
y-y	14.36	3.02	3.49	9685.11	5.01		300.46	
Appuis	-32.09	5.5	4.53	15927.48	9.12		376.86	

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

- ✓ **En travée :** Sens xx: 7HA16 = 16.08cm²/ml
Sens yy: 7HA12 = 7.92cm²/ml
- ✓ **En appuis :** 7HA14 = 10.78cm²/ml

• **Rê-vérification des contraintes dans le voile périphérique**

Tableau V.17 Rê-vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens	M (KN.m)	Aadoptée (cm²/ml)	y (cm)	I (cm⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	41.15	14.07	6.61	32410.03	8.403	Vérifier	197.70	Vérifier
y-y	14.36	5.5	4.53	15927.48	4.08		168.64	
Appuis	-32.09	10.78	5.97	26765.10	7.15		198.36	

↪ **Les espacements**

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 15 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 15cm

Armatures en appuis : St ≤ min (4e, 45 cm) = 15cm

Le schéma de ferrailage est illustrée dans l'ANNEXE N°III annexe (18).

V.7 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet (R+10) avec sous-sol à usage habitation, commerce, service et parking nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR

Cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- ✓ Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.
- ✓ Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, Secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.
- ✓ La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire
- ✓ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement du bâtiment, il est impérativement nécessaire de faire une bonne étude du site, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.
- ✓ Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

En fin nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

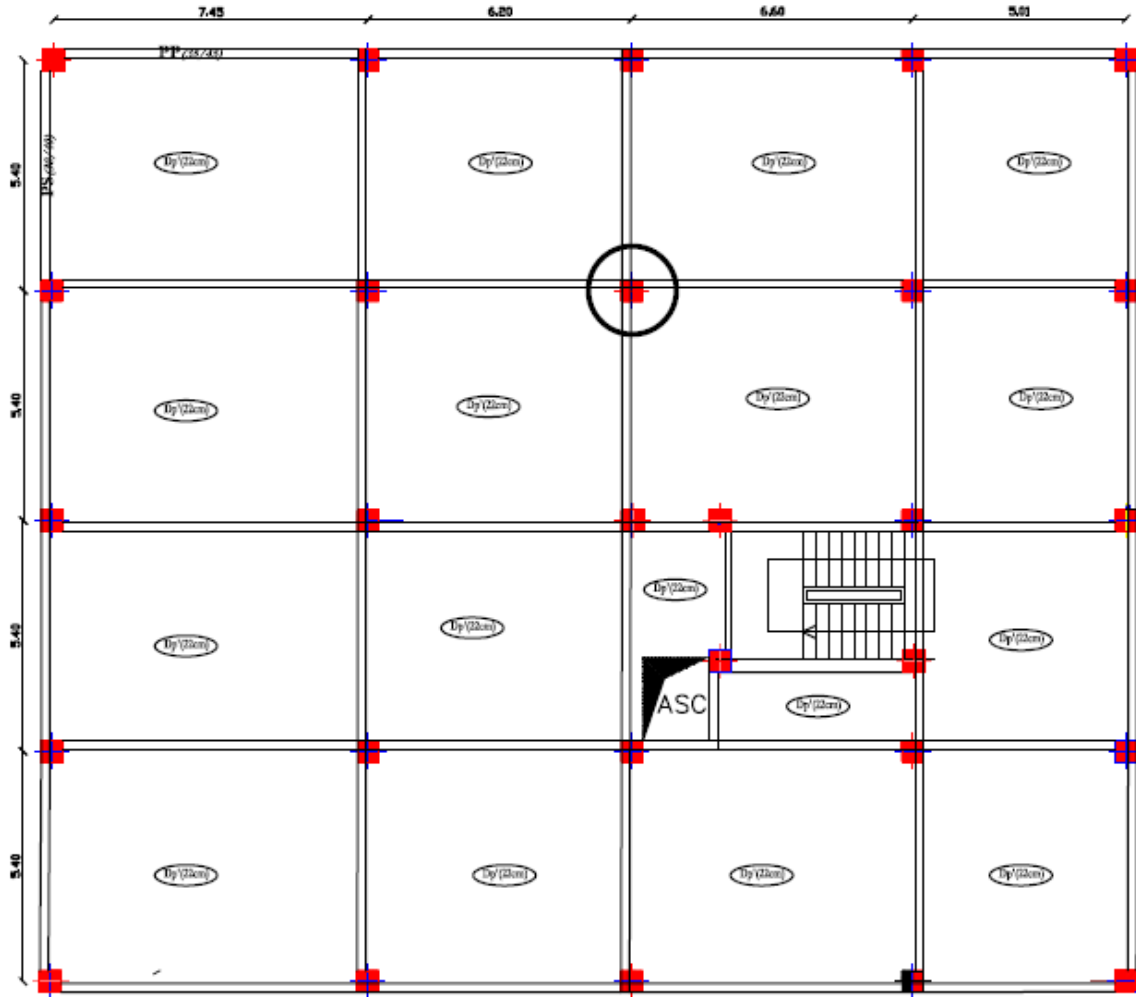
Bibliographie

- ❖ [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, CCI Université de Bejaia, 2017-2021.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS Version16.2

ANNEXES

ANNEXES I

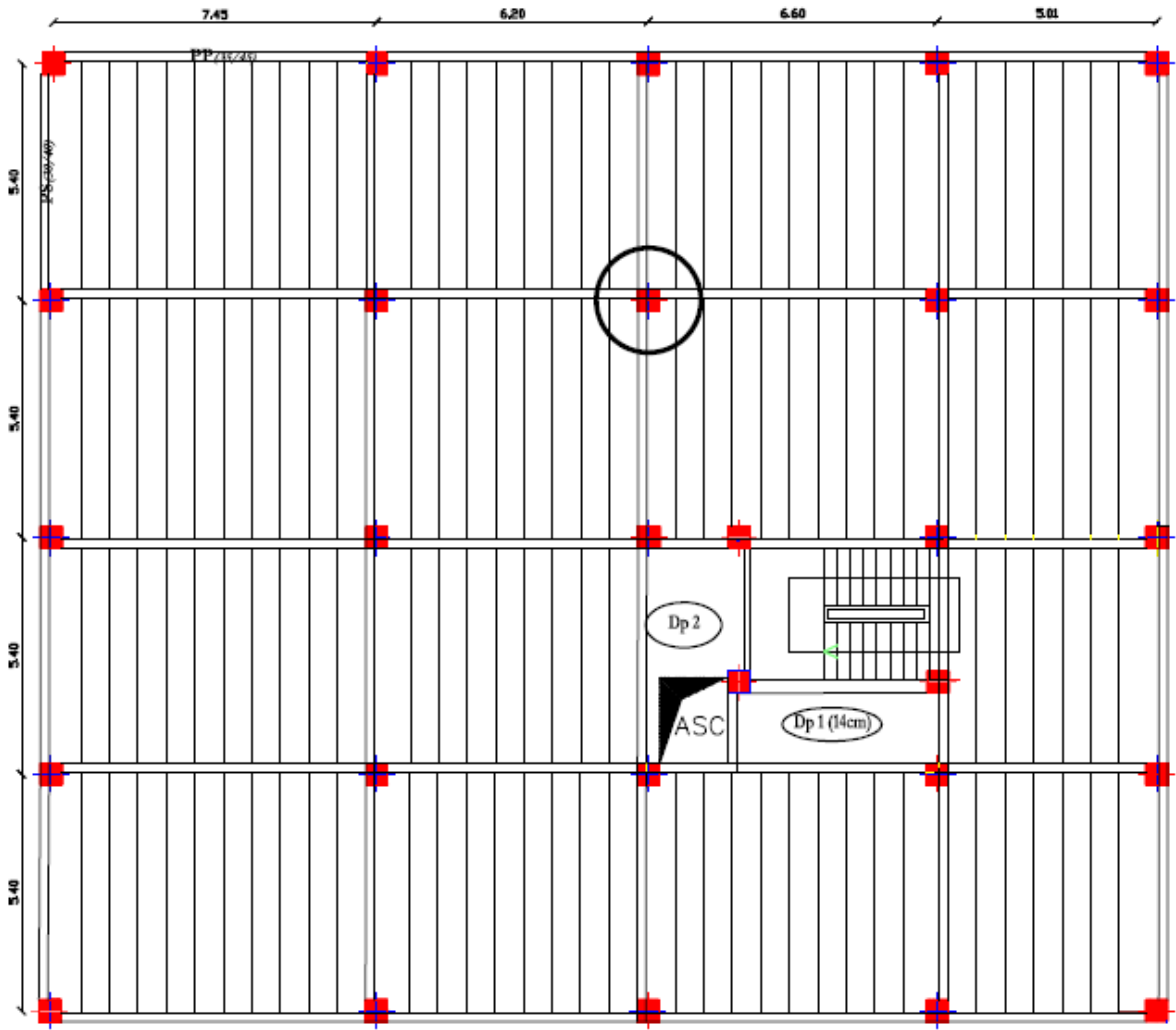
Schéma disposition de la dalles pleines du plancher RDC commerce



ETAGE COMMERC

Annexe (1)

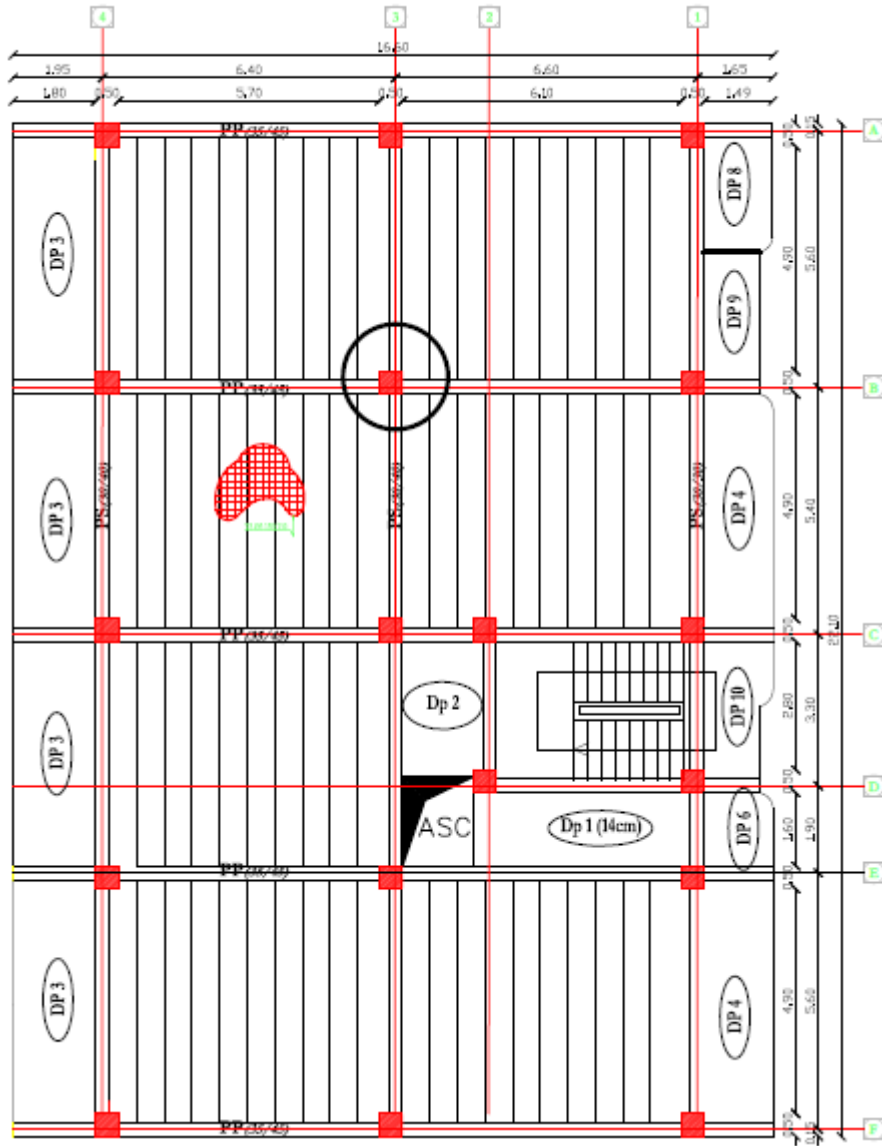
Schéma disposition des poutrelles et dalles pleines de plancher étage 1 service



ETAGE SERVICE

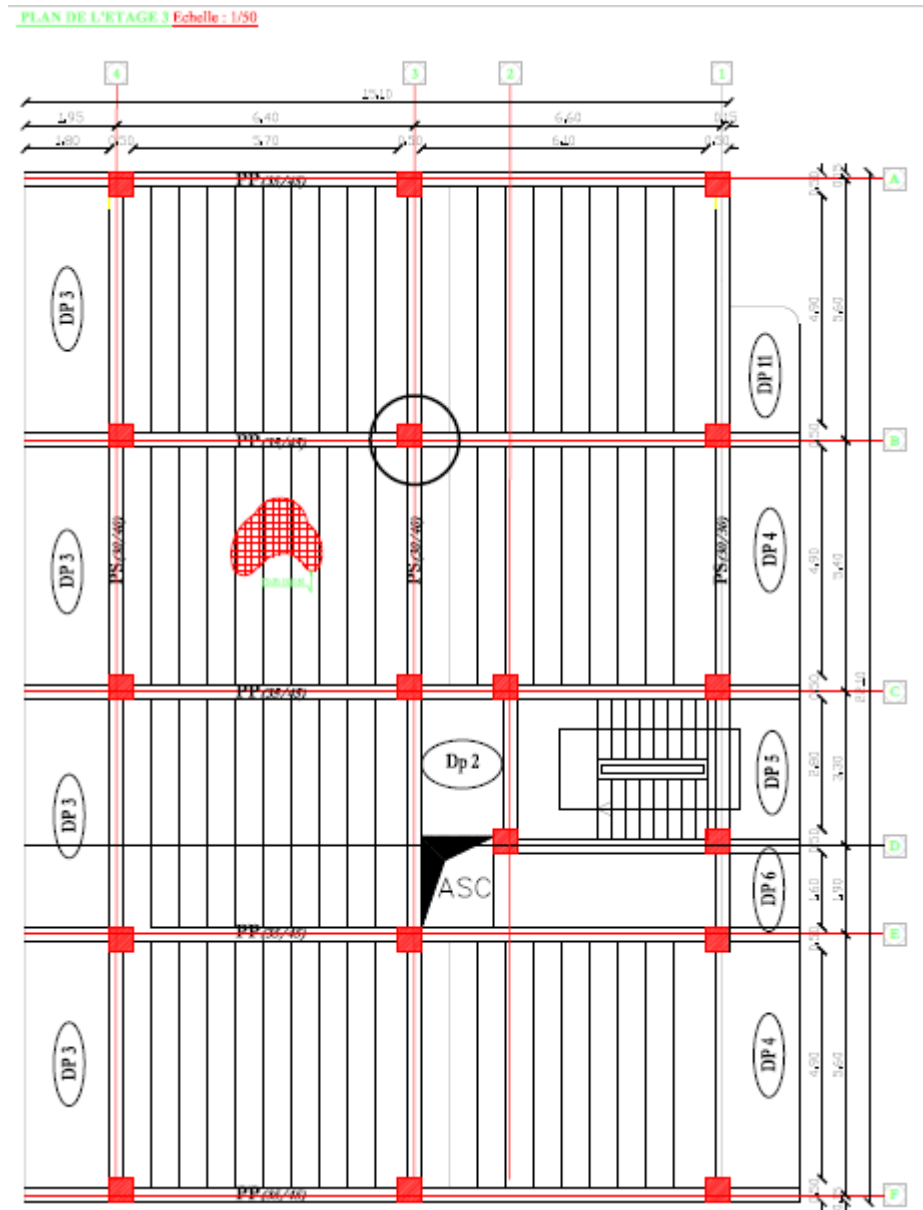
Schéma disposition des poutres et dalles pleines de plancher 3eme étage

PLAN DE L'ETAGE 2 Echelle : 1/50



Annexe (3)

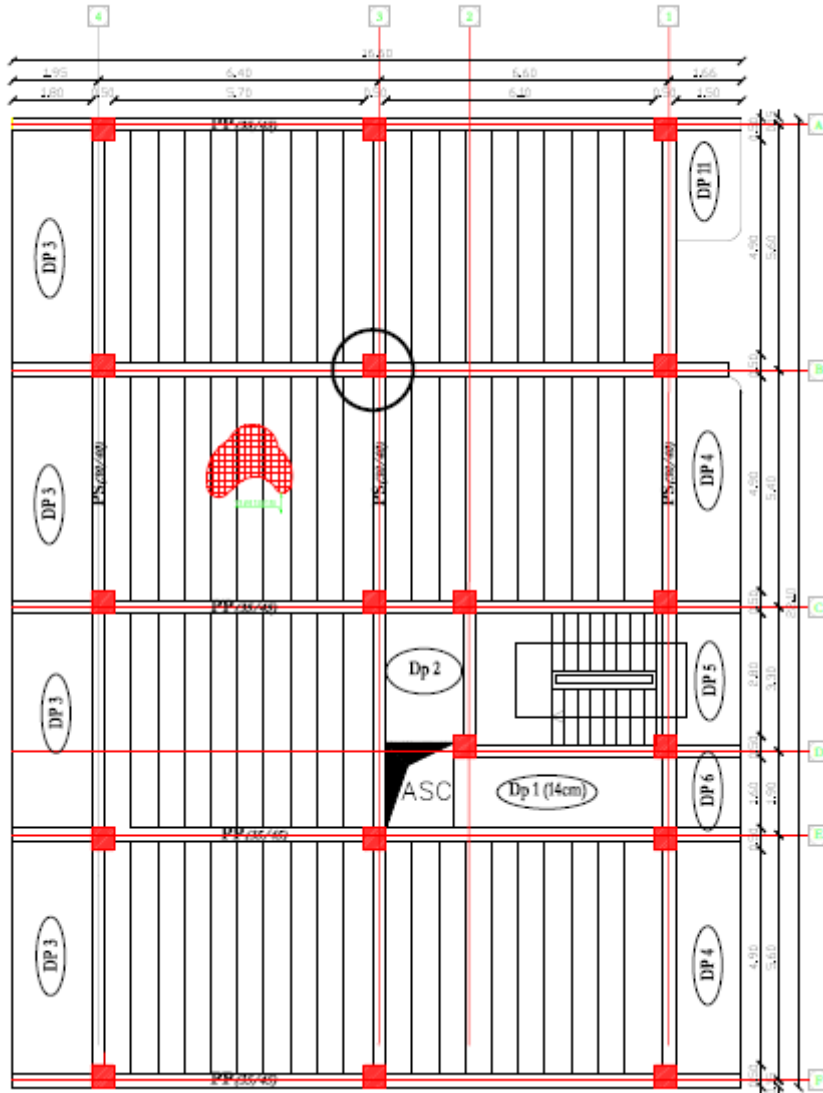
Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrailage 4eme étage



Annexe (4)

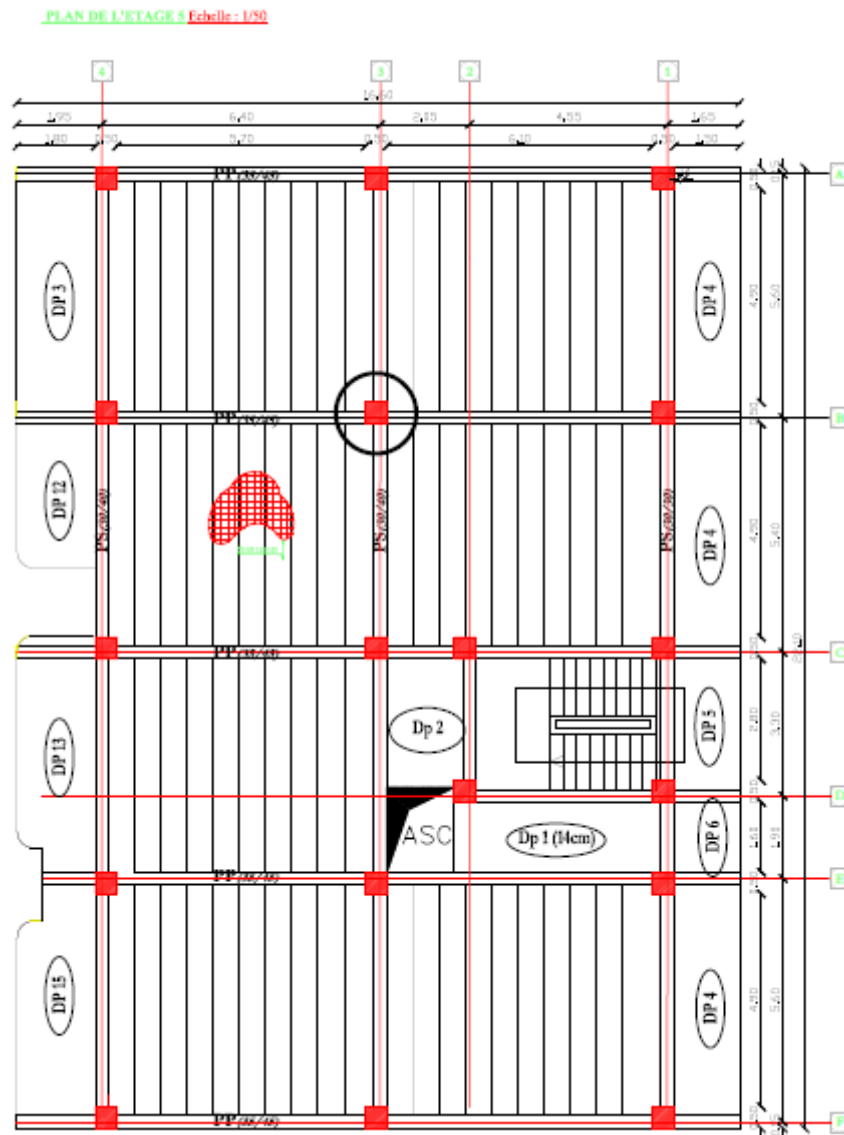
Schéma disposition des poutrelles et dalles pleines de ferrailage 5eme et 8eme étage

PLAN DE L'ETAGE 4-7 Echelle : 1/50



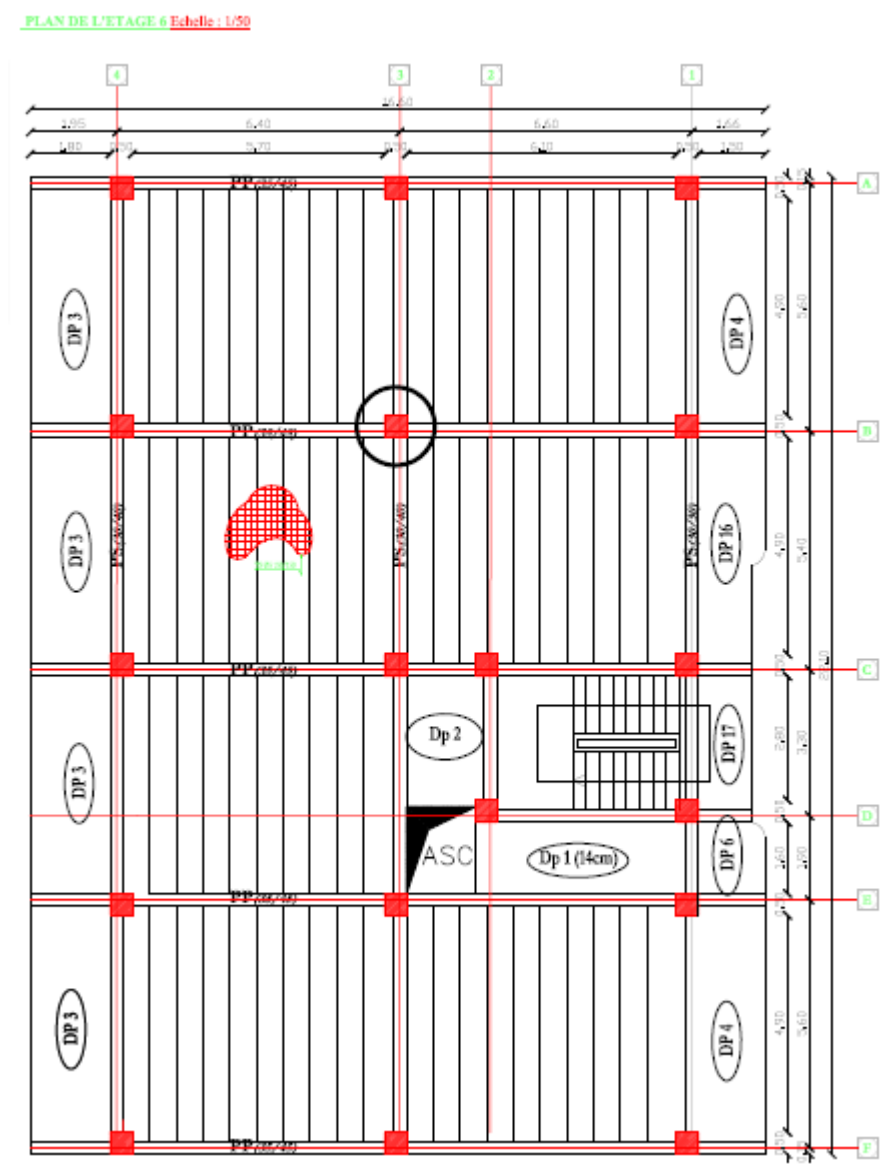
Annexe (5)

Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrillage 6eme étage



Annexe (6)

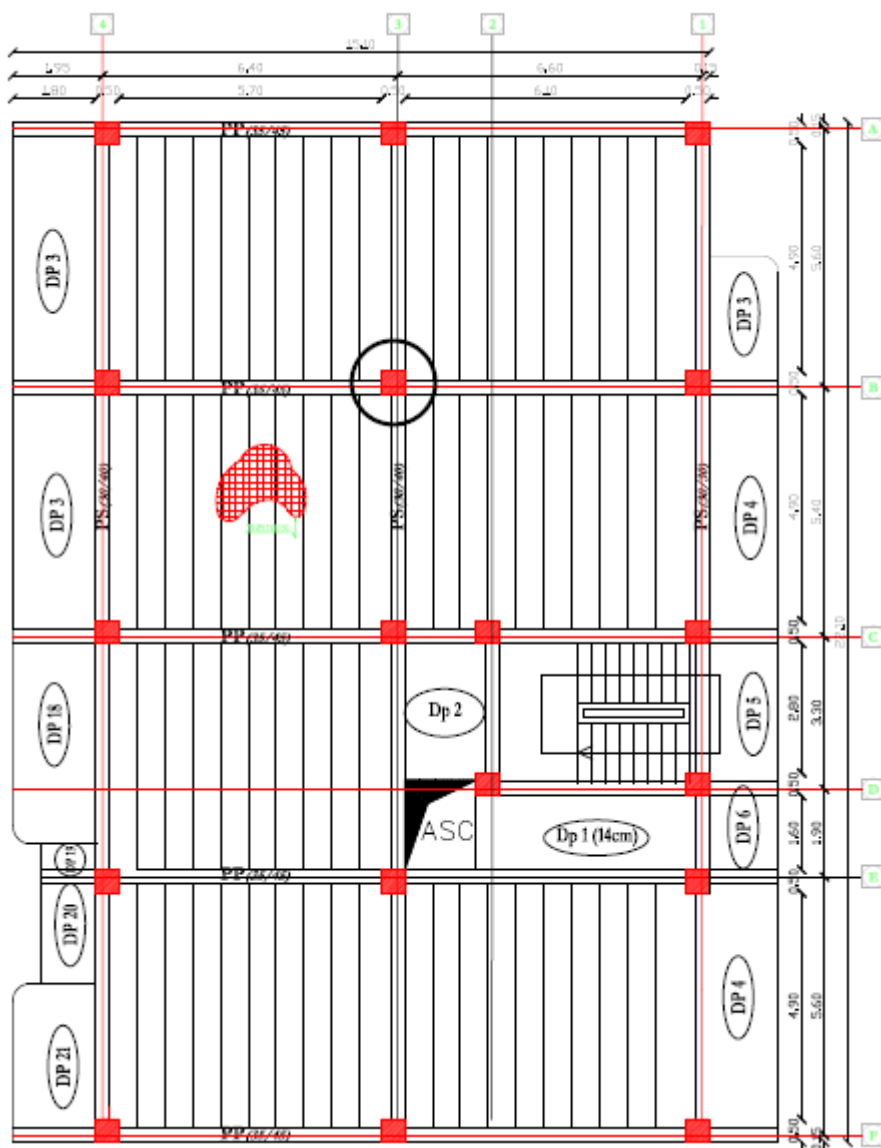
Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrillage 7eme étage



Annexe (7)

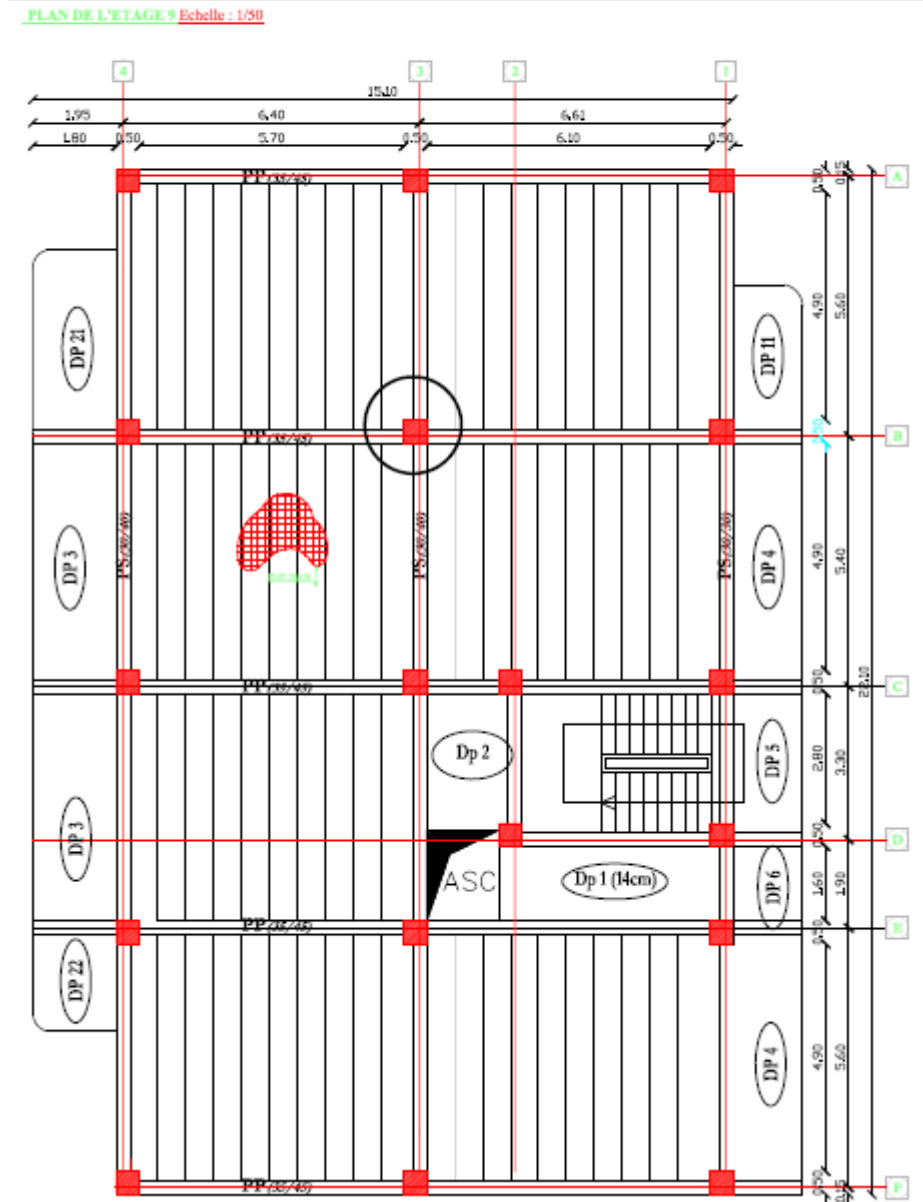
Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrailage 9eme étage

PLAN DE L'ETAGE 8 Echelle : 1/50



Annexe (8)

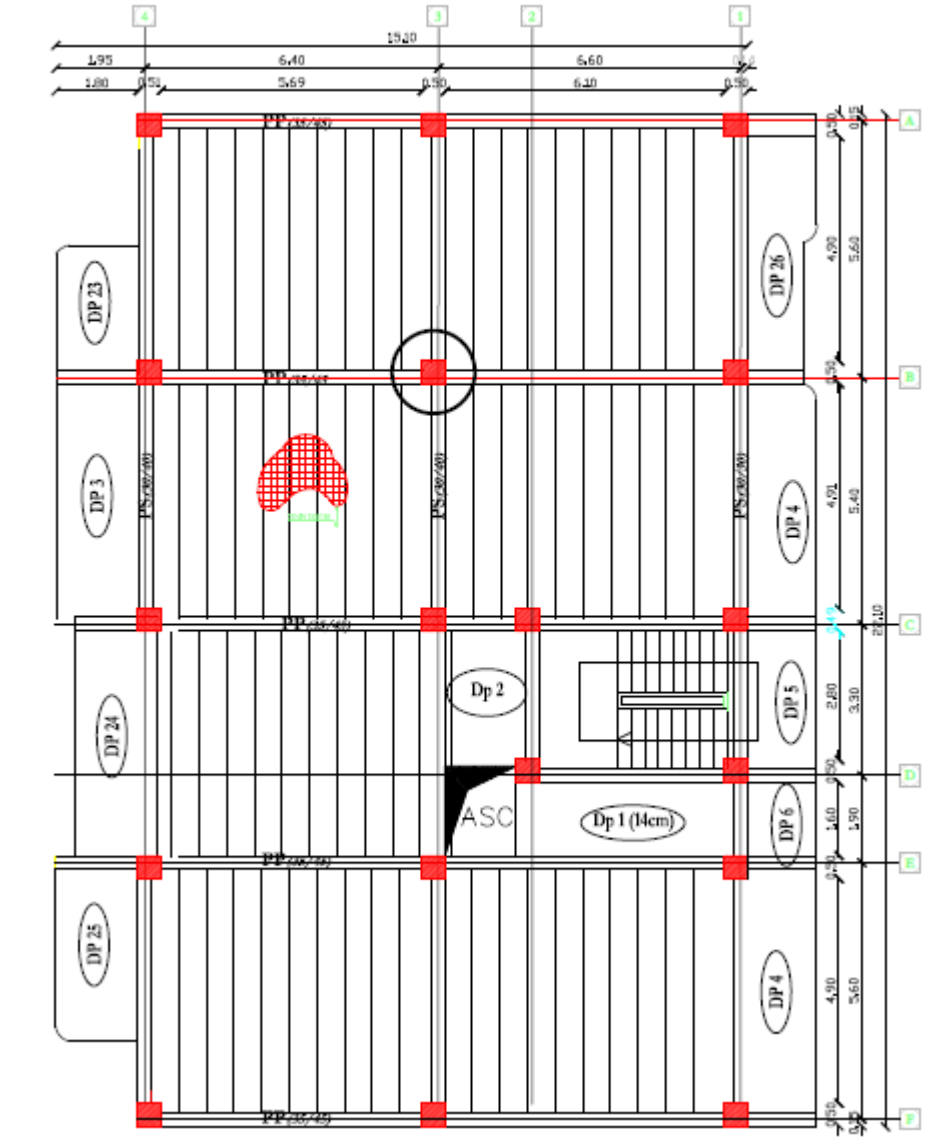
Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrillage 10eme étage



Annexe (9)

Schéma disposition des poutres et dalles pleines de ferrillage 11eme étage

PLAN DE L'ETAGE 10 Echelle : 1/50



Annexe (10)

ANNEXES II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

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/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

Caractéristiques de l'ascenseur

ASCENSEURS		ESCALIERS ET ASCENSEURS	
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.	
<p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>		<p>Caractéristiques de l'immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.</p> <p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>	
vitesse (m/s)	Charges minimales (kg)	P	I
0,63	630	154	78
1,00	1 000	200	100
1,60	1 600	220	109
2,50	2 500	239	117
3,00	3 000	256	125
3,50	3 500	273	132
4,00	4 000	290	144

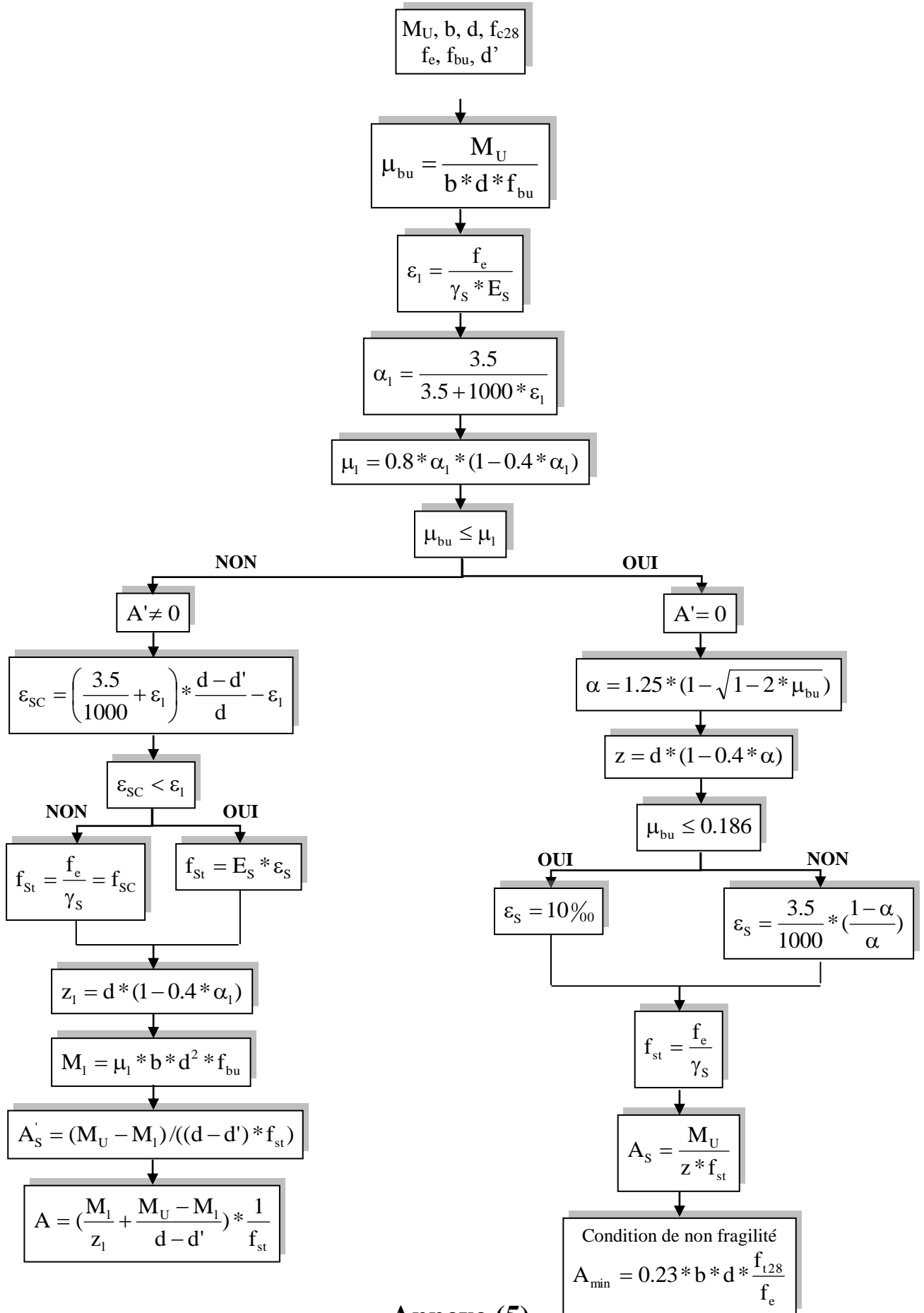
ASCENSEURS À ENTRAÎNEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES « CORETEX »		CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS	
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)		EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.	
<p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>		<p>Caractéristiques de l'immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.</p> <p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>	
Charge utile	Course maxi en m	630 kg ou 8 personnes	1 000 kg ou 13 personnes
Vitesse en m/s	Puissance moteur en kW	35 0,63 5	45 1,00 6,8
Larg. A	Larg. B	1 100	1 100
Prof. B	Prof. C	1 400	2 100
Haut	Haut	2 200	2 200
Larg. C	Larg. D	1 600	1 600
Prof. D	S dalle Q	2 100	2 600
Gainé en mm	Cuv P	3 700 1 400	4 000 1 700
Palier	U mini	1 500	2 100
R mini	R mini	2 200 2 200	2 400 2 400
T mini	T mini	3 700	4 200
S m ² mini	S m ² mini	10	12
H	H	2 000	2 000
Trappe	Trappe	950 x 950	950 x 950
Porte	Porte	900 x 2 000	900 x 2 000
Sur dalle	Sur dalle	43	60
En cuvette	En cuvette	55	55
Efforts globaux en kN	Efforts globaux en kN	55	55

ASCENSEURS		ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS	
DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS		EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.	
<p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>		<p>Caractéristiques de l'immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.</p> <p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : I = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :</p>	
vitesse (m/s)	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings	
0,63	630	P	I
1,00	1 000	168	124
1,60	1 600	226	182
2,50	2 500	284	240
3,00	3 000	342	298
3,50	3 500	400	356
4,00	4 000	458	414

Annexe (4)

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe (5)

- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné *la REALISATION DE 190 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+10 AVEC COMMERCE, SERVICE ET PARKING AU SOUS-SOL* au lieu dit ROUTE DES AURES- LA ZONE DE BEJAIA WILAYA DE BEJAIA.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondages pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 04.00$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.00$ bars ;

2. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement des :

- Argile marneuse marron en surface;
- Marne grise en profondeur.

3. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2.09 \text{ t/m}^3 \\ C_{UU} = 1.23 \text{ bars} \\ \Phi_{UU} = 19.26^\circ \end{array} \right.$$

4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;

6. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculé selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25), la classification du site est : **S2**- site Ferme ;

7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés ;

LE DIRECTEUR



ANNEXES III

Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage 1 (Service)			
Etages courants			

Annexe(1)

Ferrailage de la dalle de compression

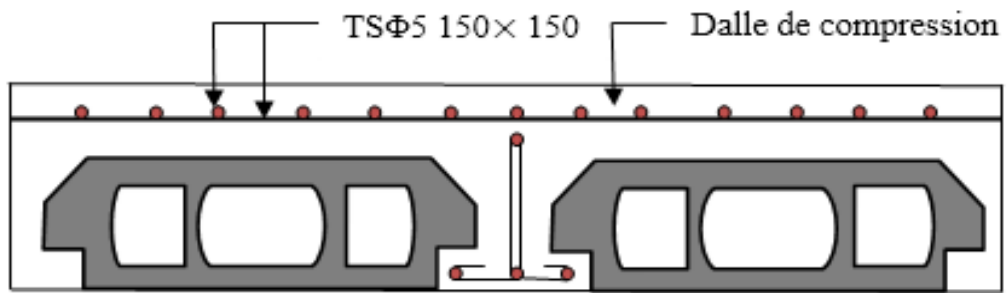


Schéma de ferrailage de la dalle pleine commerce (DP') sur 4 appuis

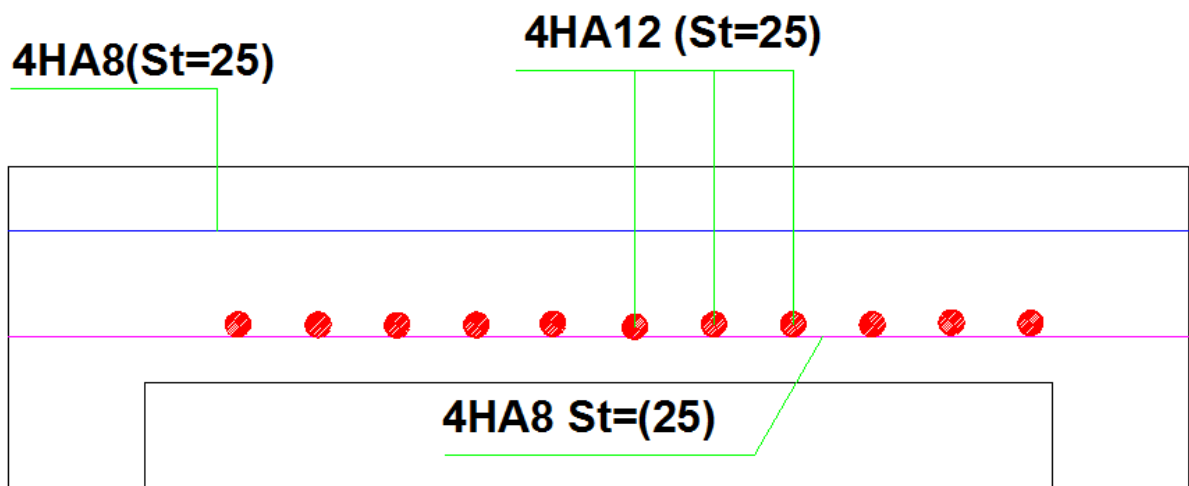
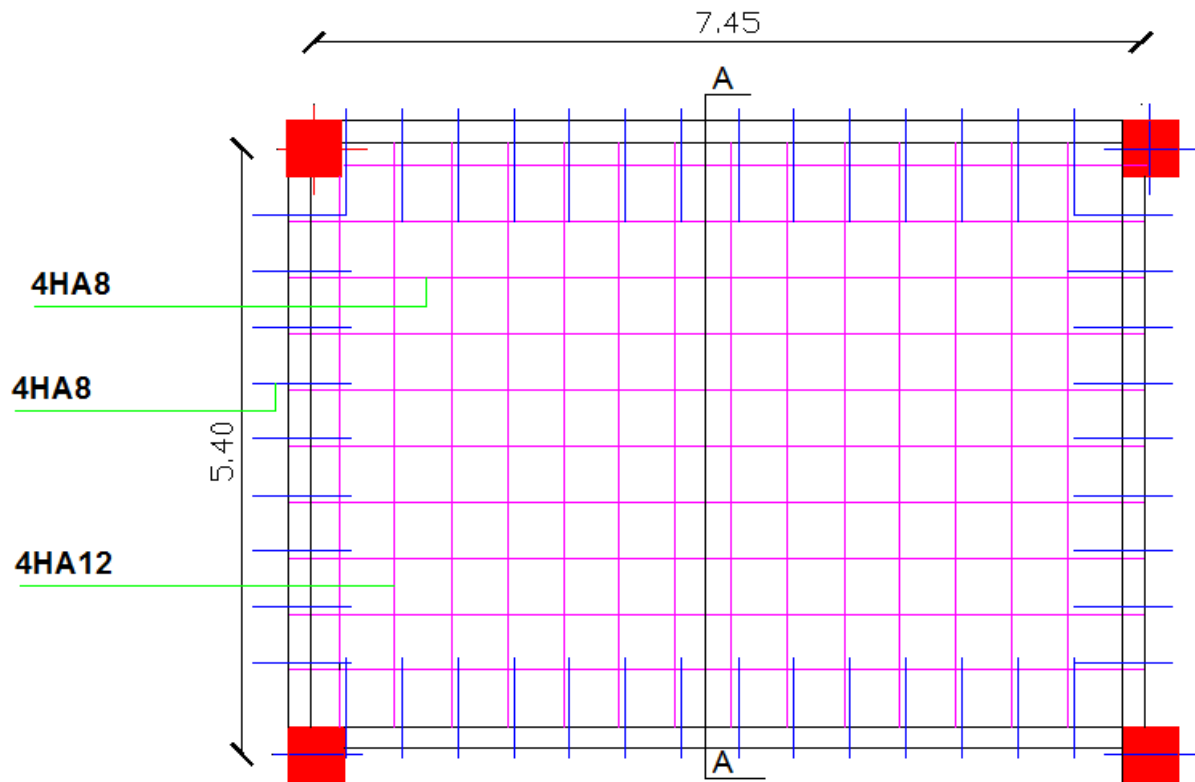
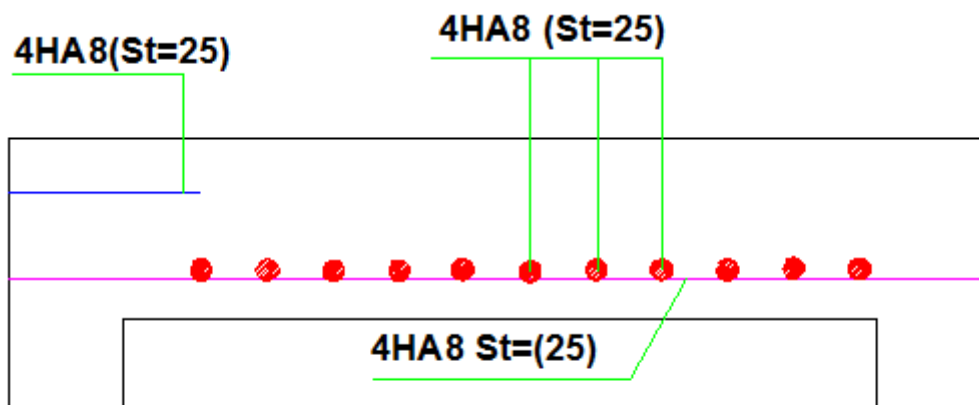
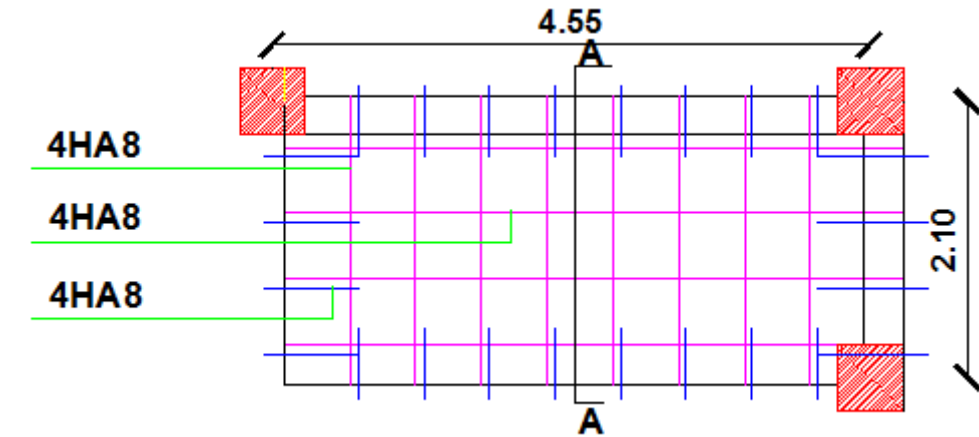
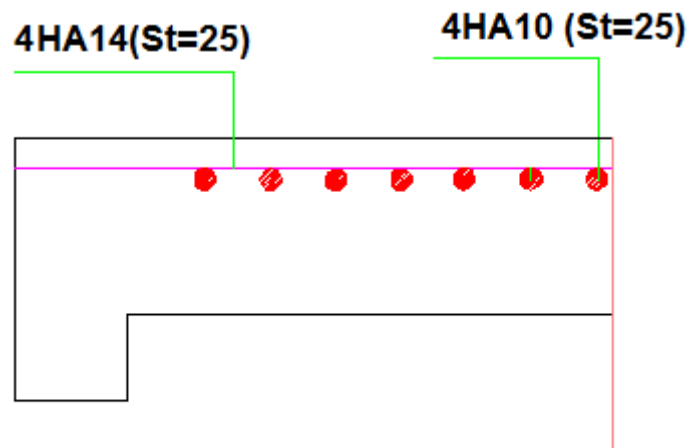
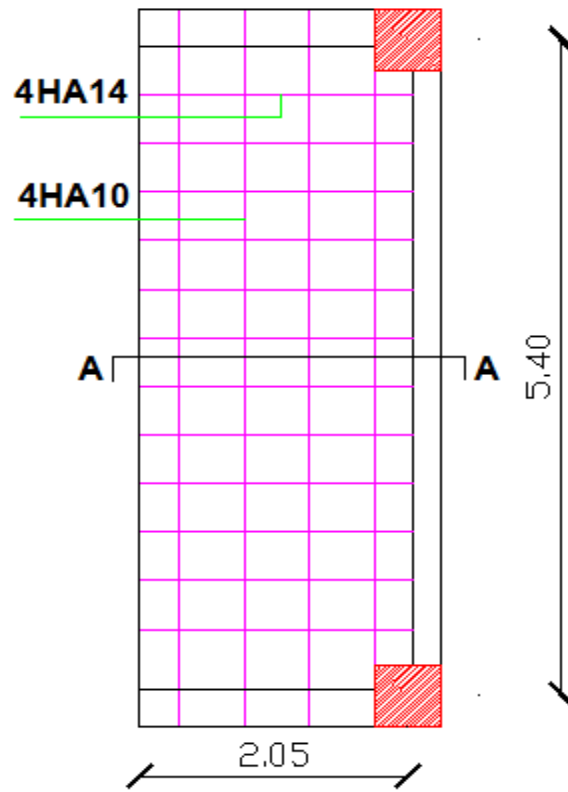


Schéma de ferrailage de la dalle pleine (DP1) sur 4 appuis



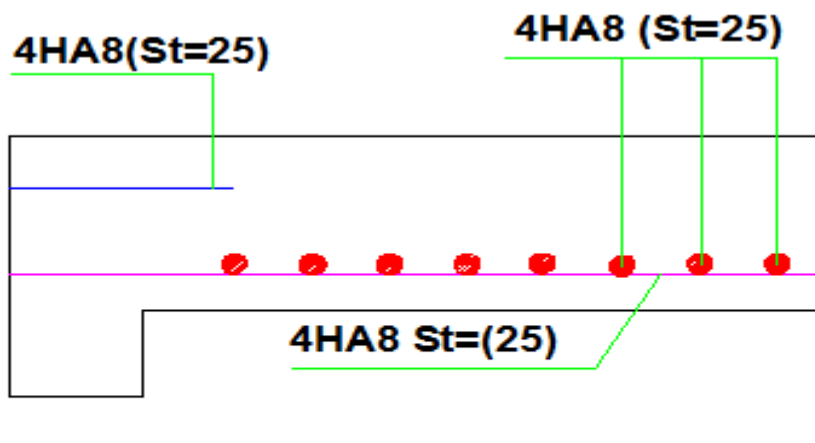
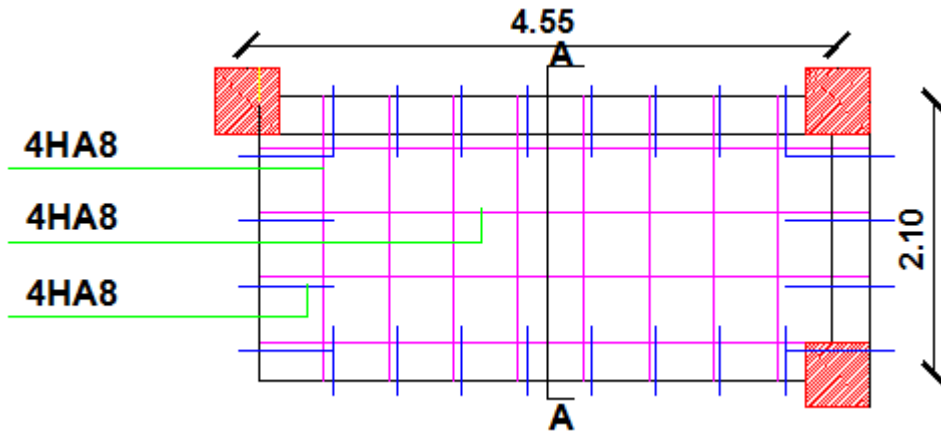
COUPE A-A

Schéma de ferrailage de la dalle pleine (DP3) sur 3 appuis



COUPE A-A

Schéma de ferrailage de la dalle pleine (DP26) sur 2 appuis



COUPE A-A

Schéma de ferrailage escalier et poutre palière

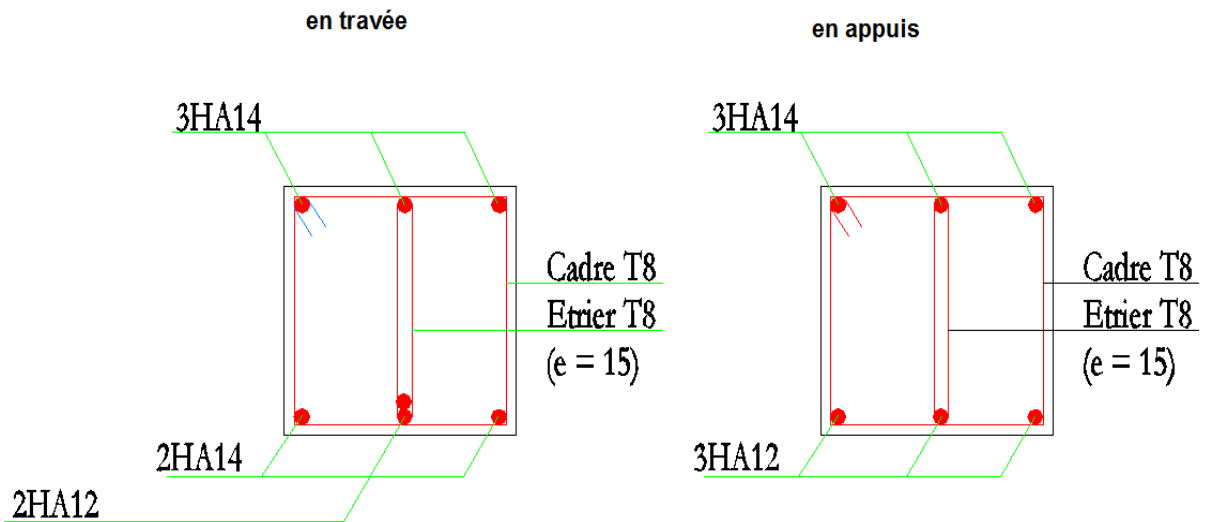
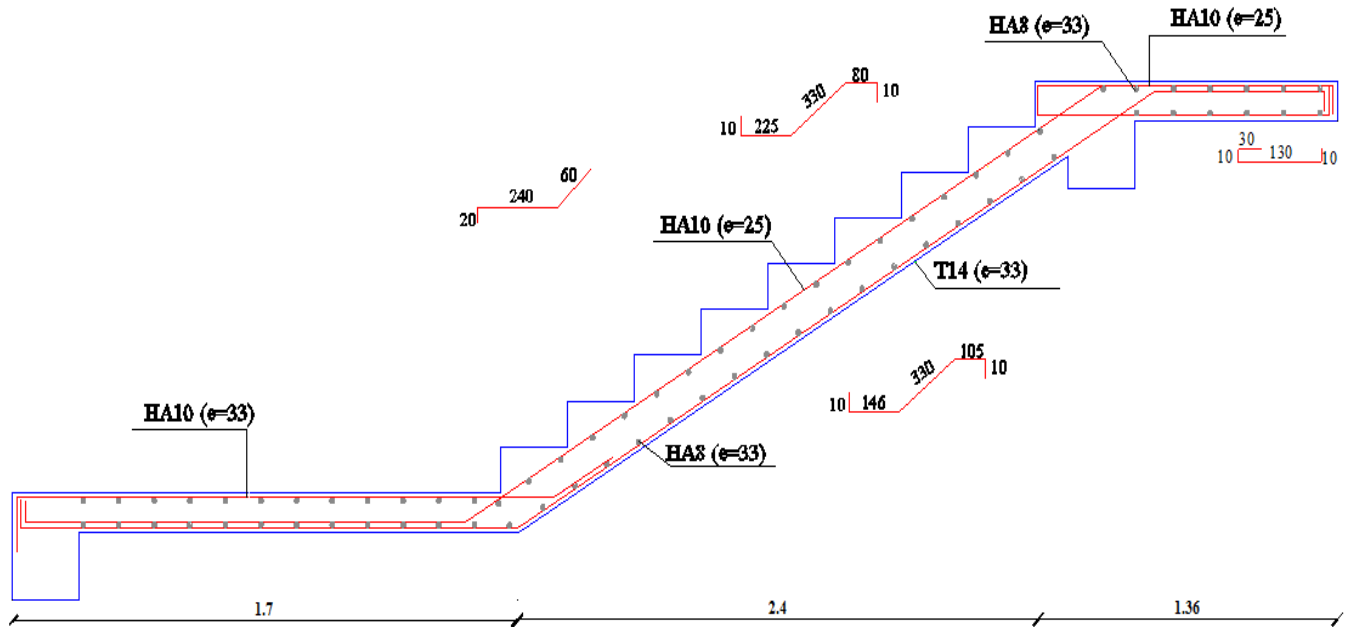
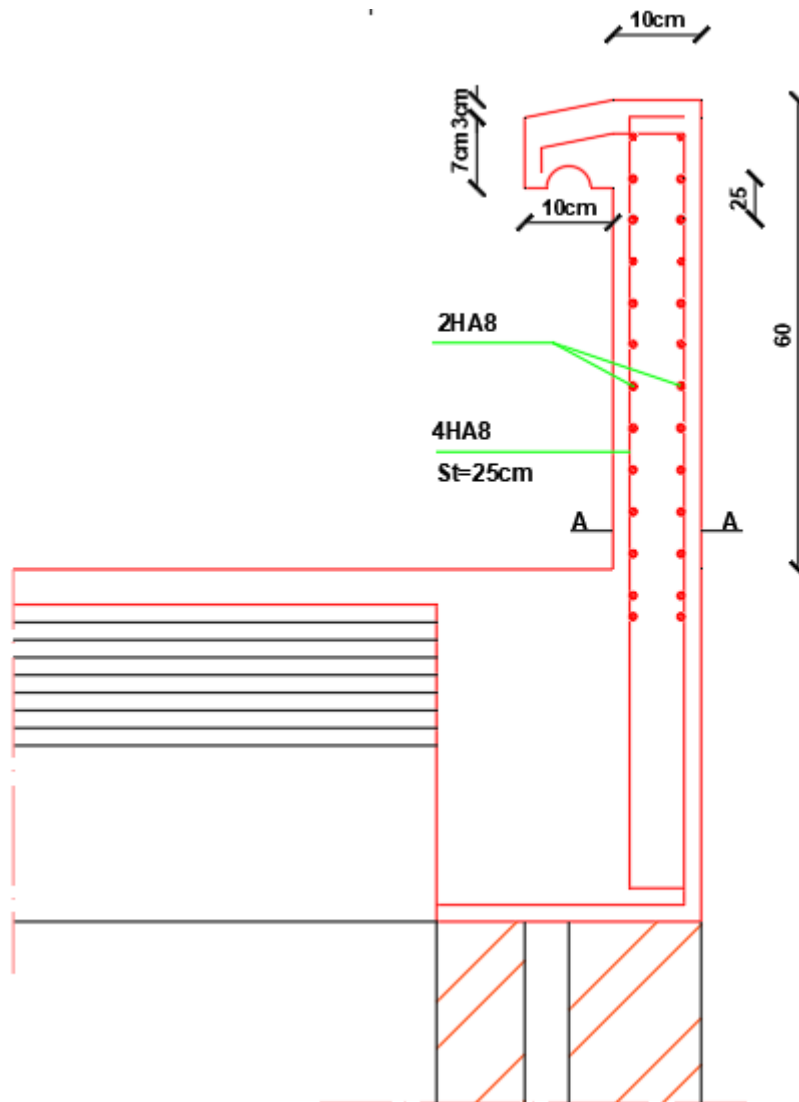
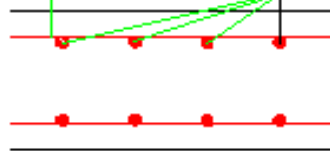


Schéma de ferrailage de l'acrotère



2HA8 4HA8



Coupe A-A

Annexe(8)

Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

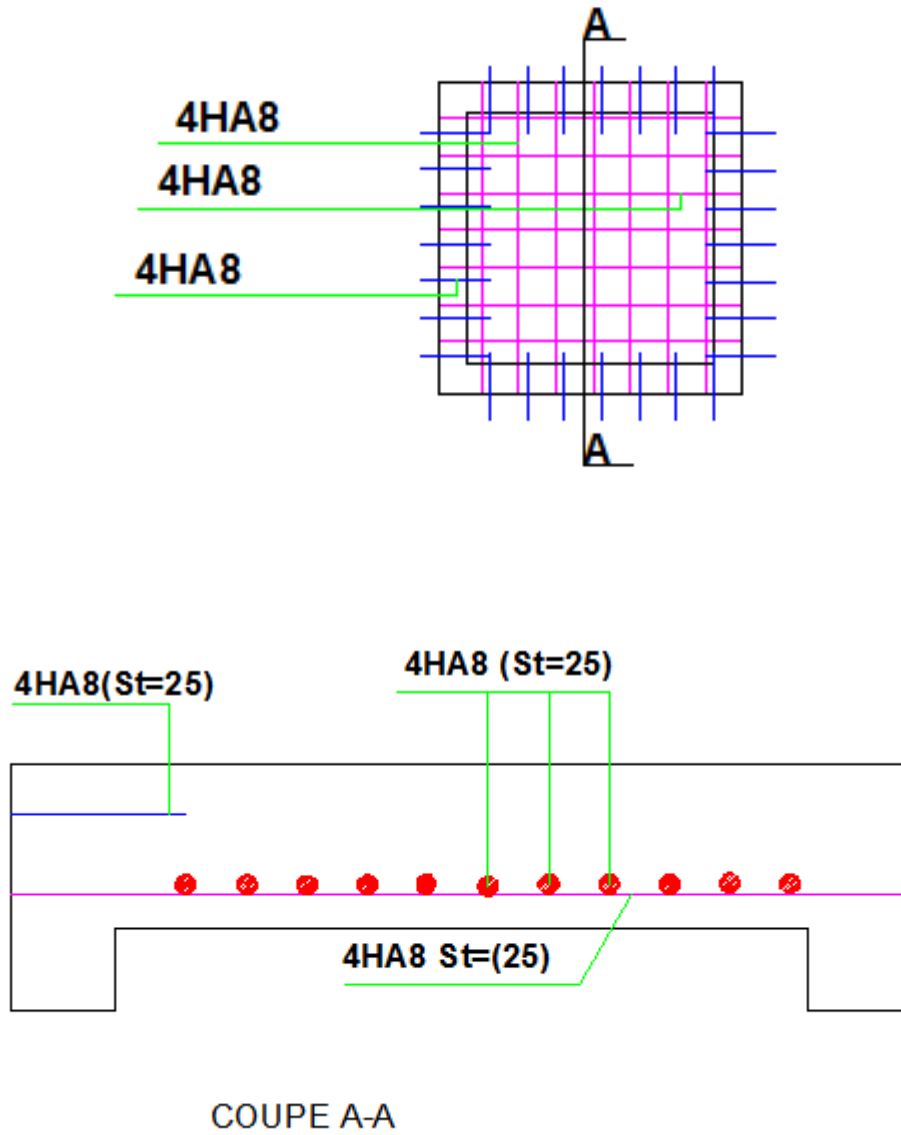


Schéma de ferrailage des poteaux

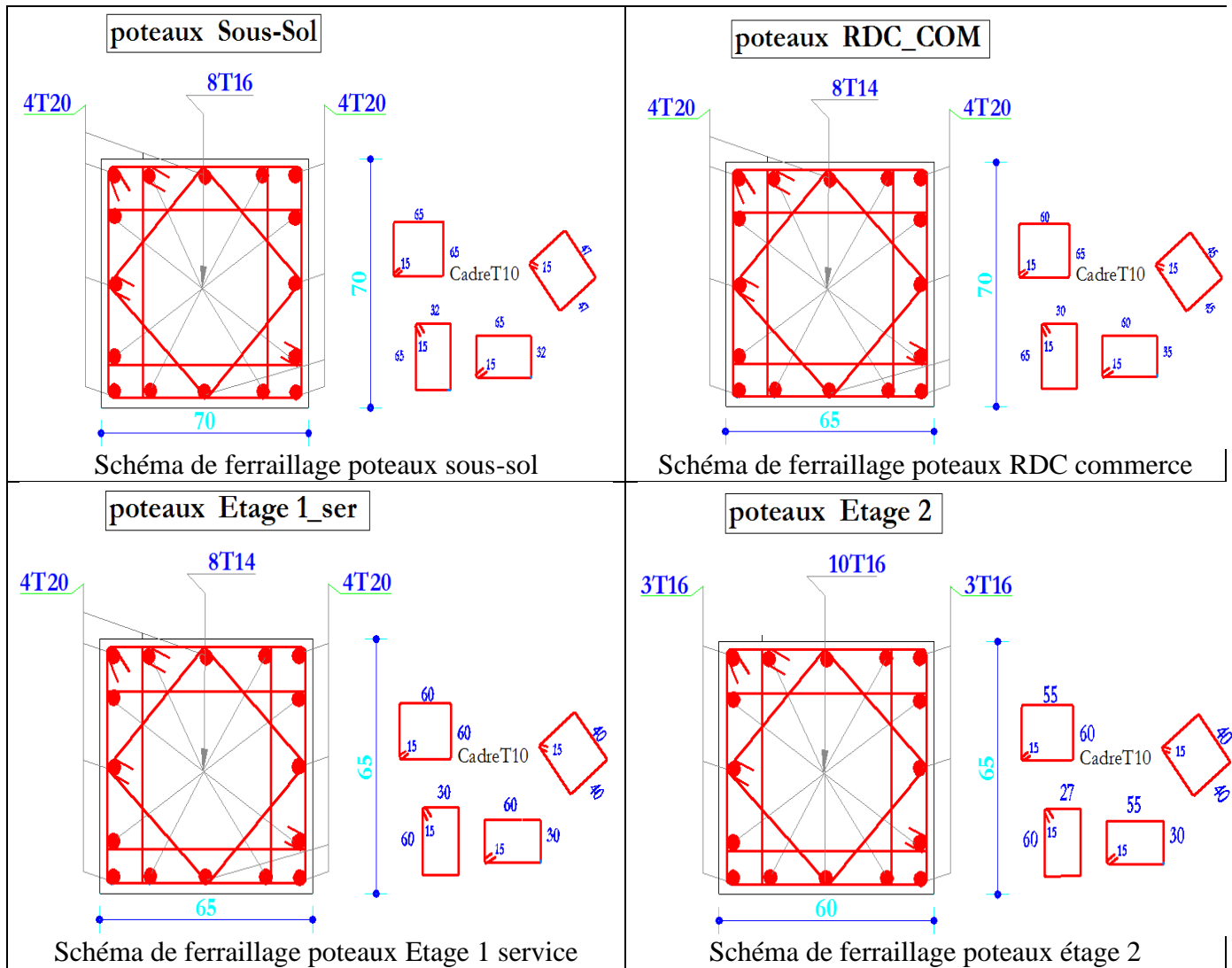


Schéma de ferrailage des poteaux

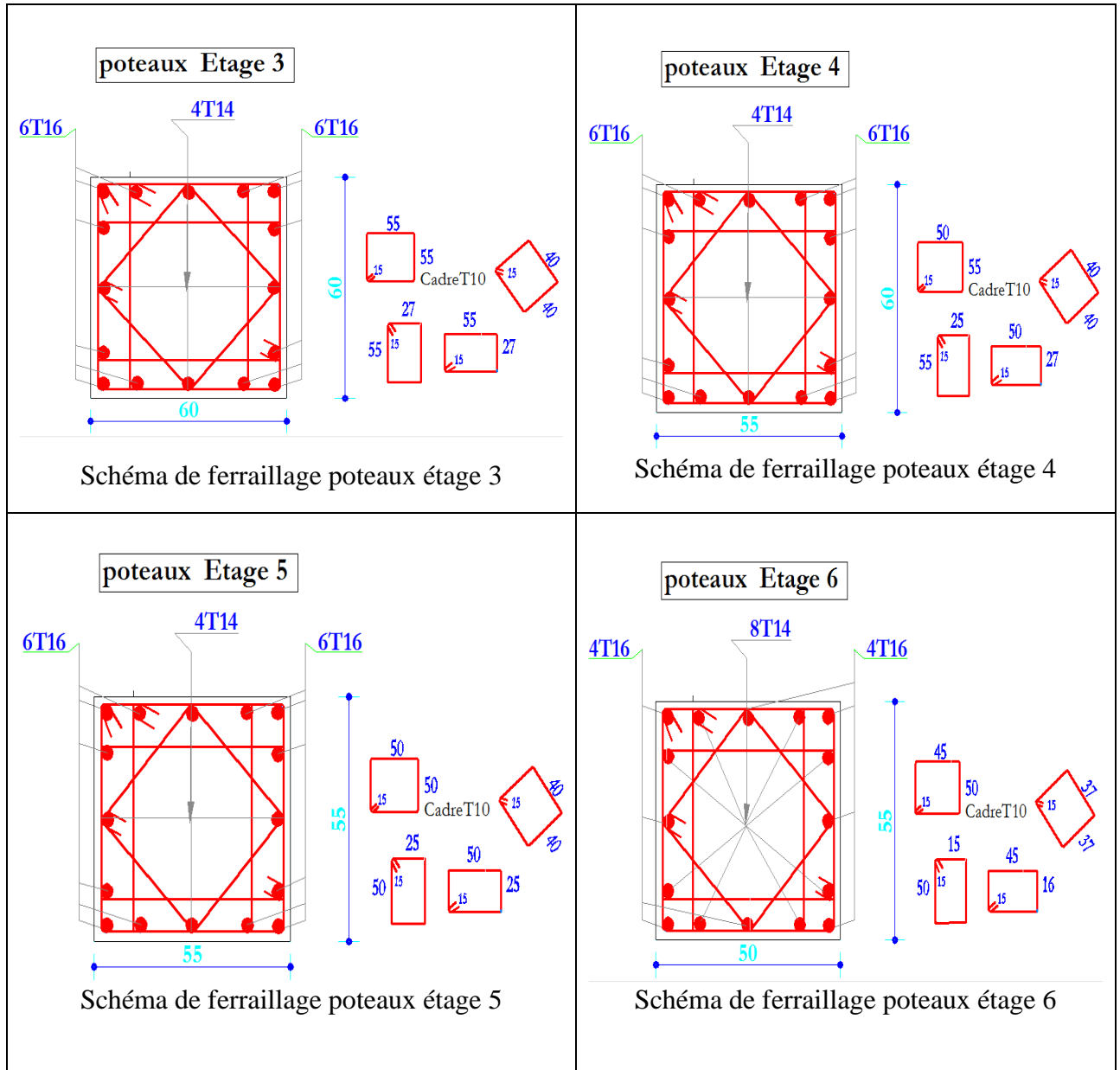


Schéma de ferrailage des poteaux

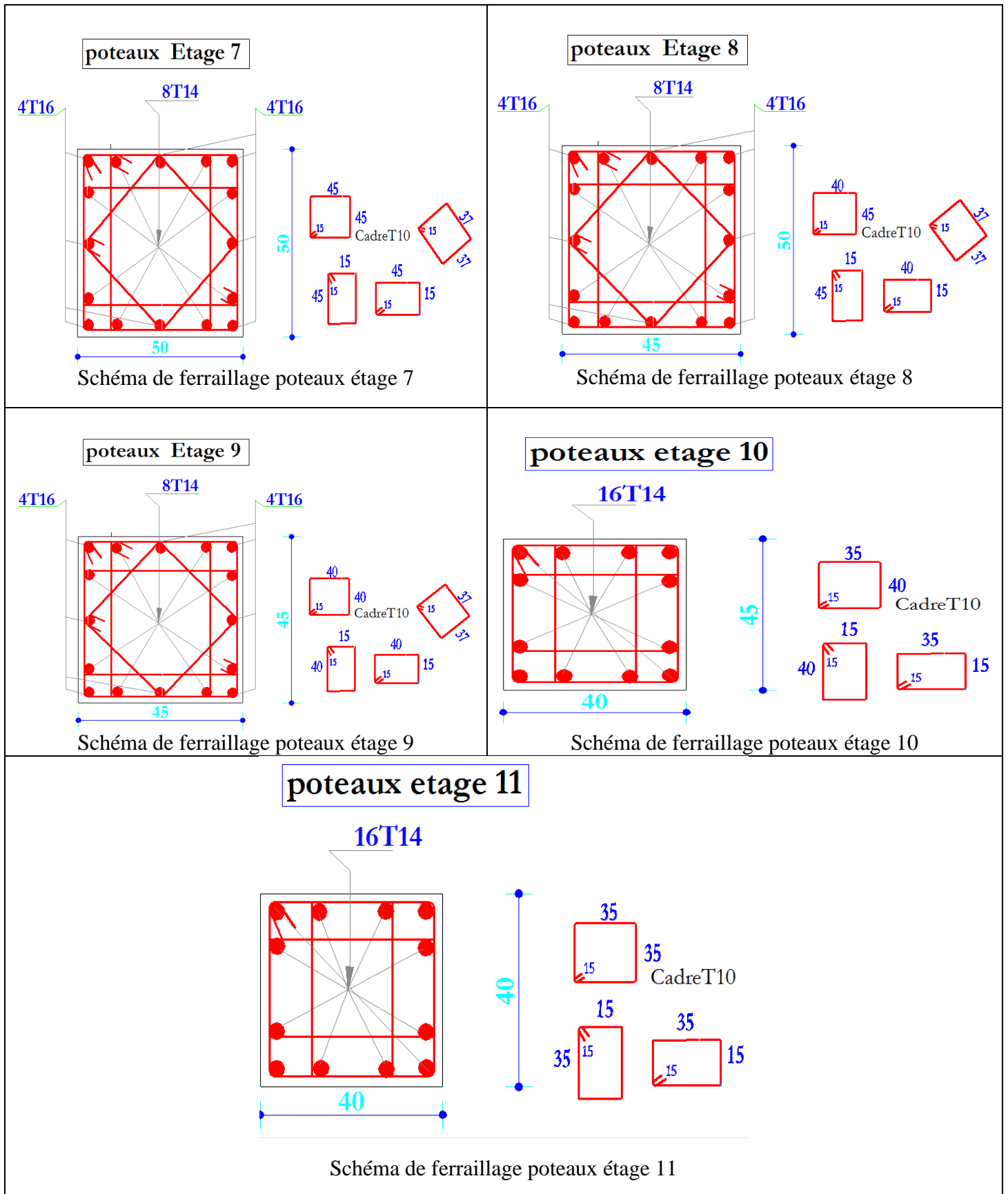
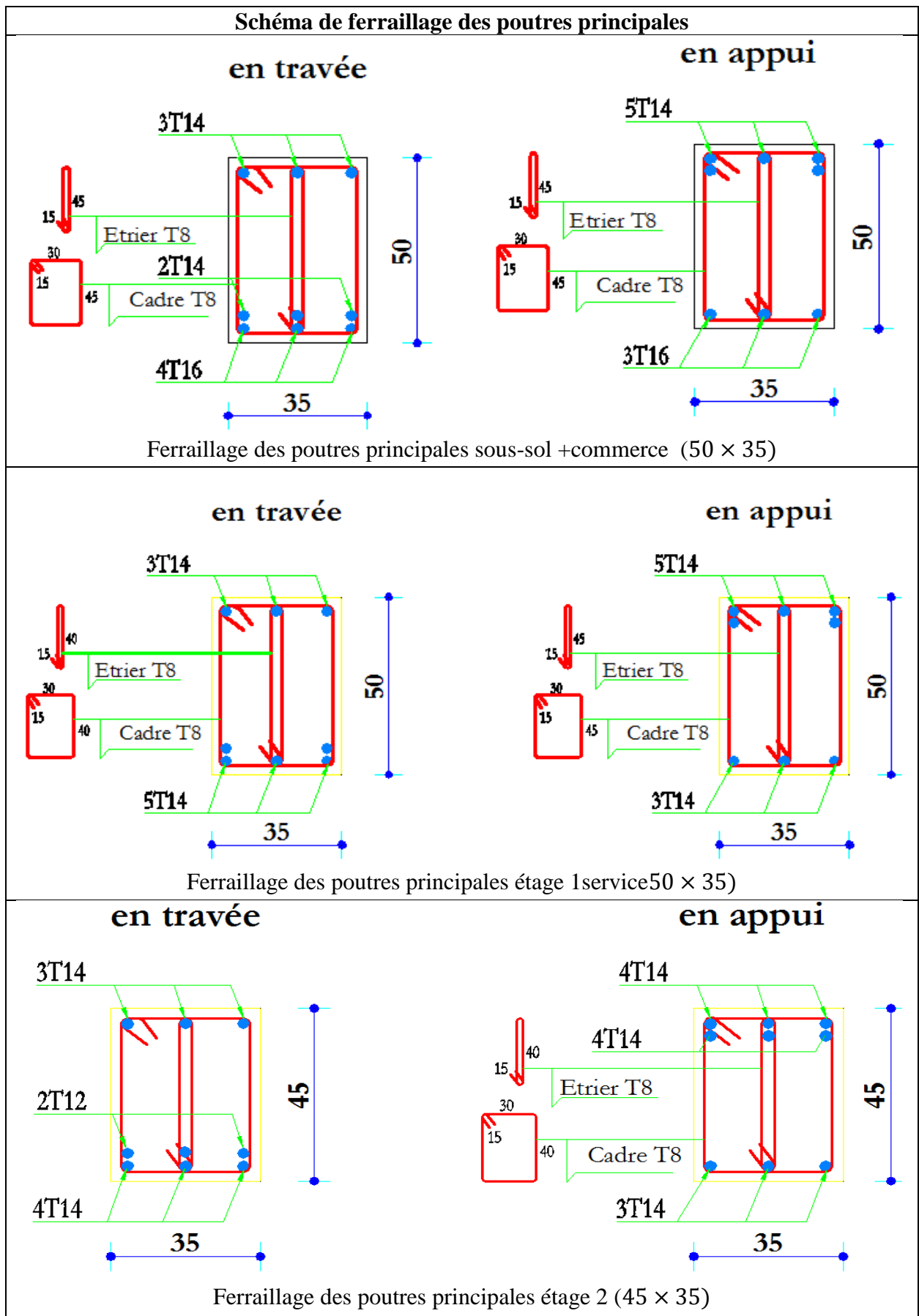
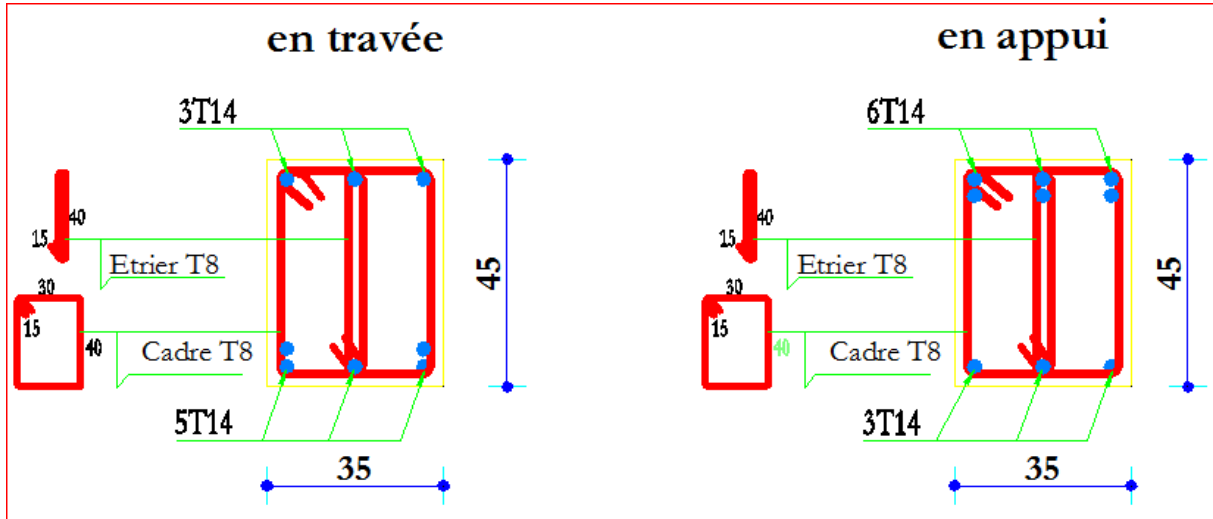
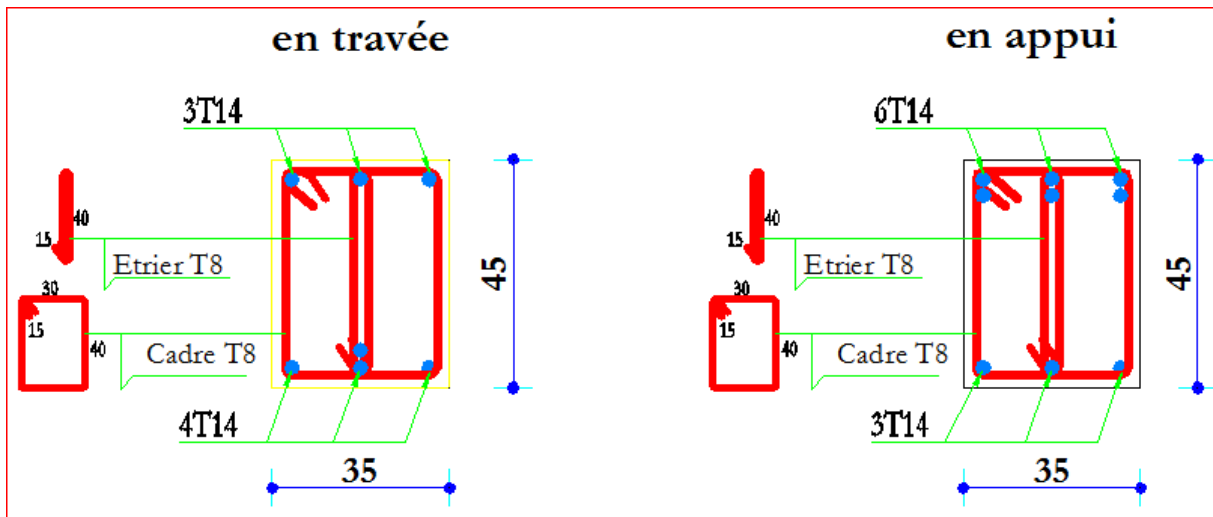


Schéma de ferrailage des poutres principales

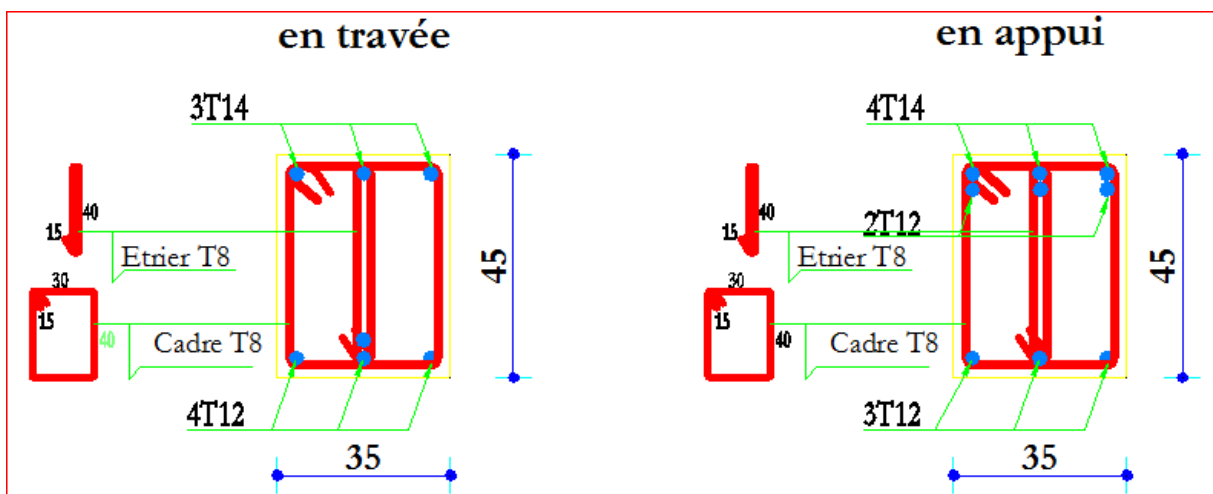




Ferrailage des poutres principales étage 3, 4,5,6 (45 × 35)

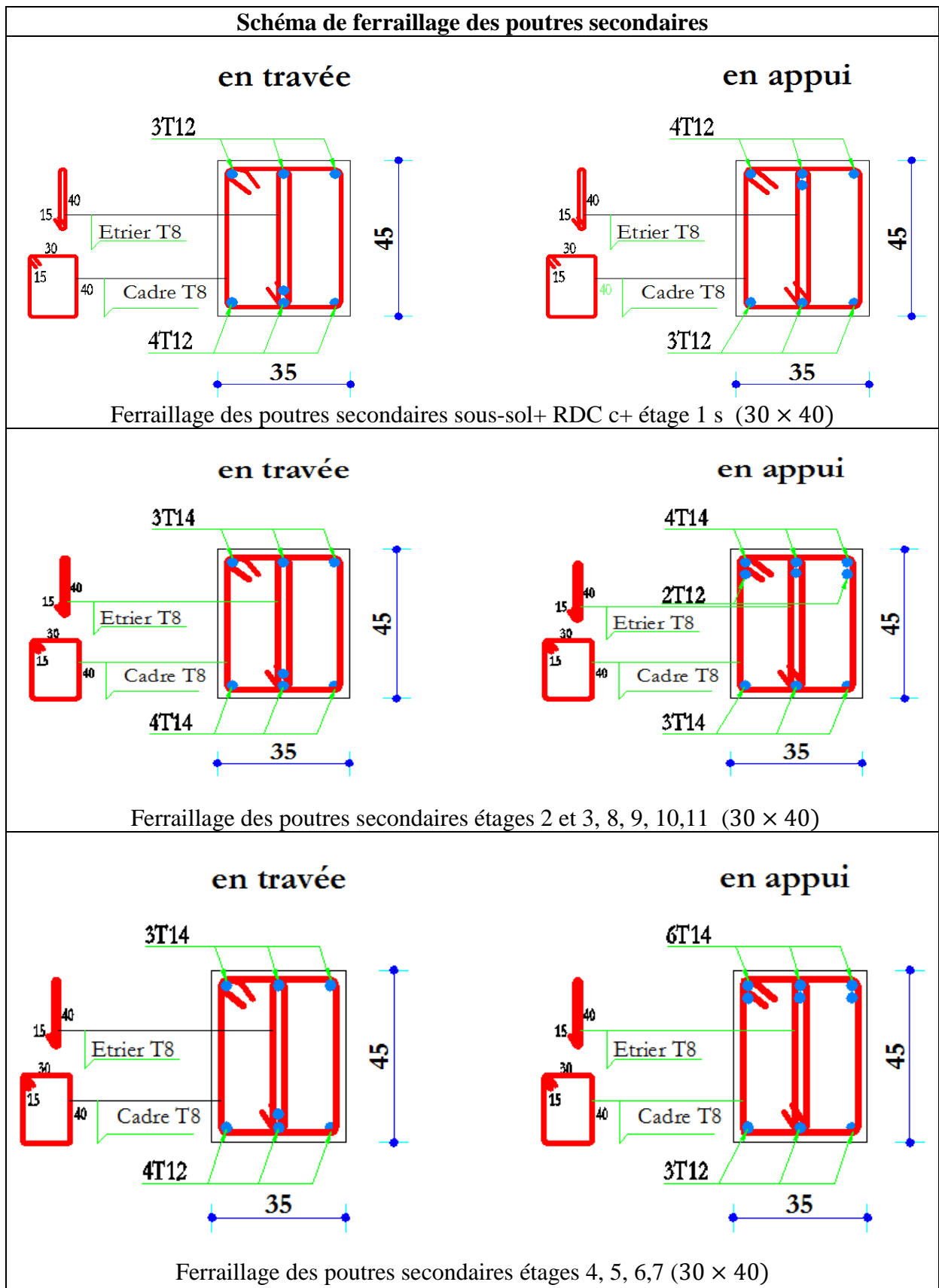


Ferrailage des poutres principales étage 7 et 8 (45 × 35)



Ferrailage des poutres principales étage 9,10 et 11 (45 × 35)

Schéma de ferrailage des poutres secondaires



Ferrailage du voile VY1

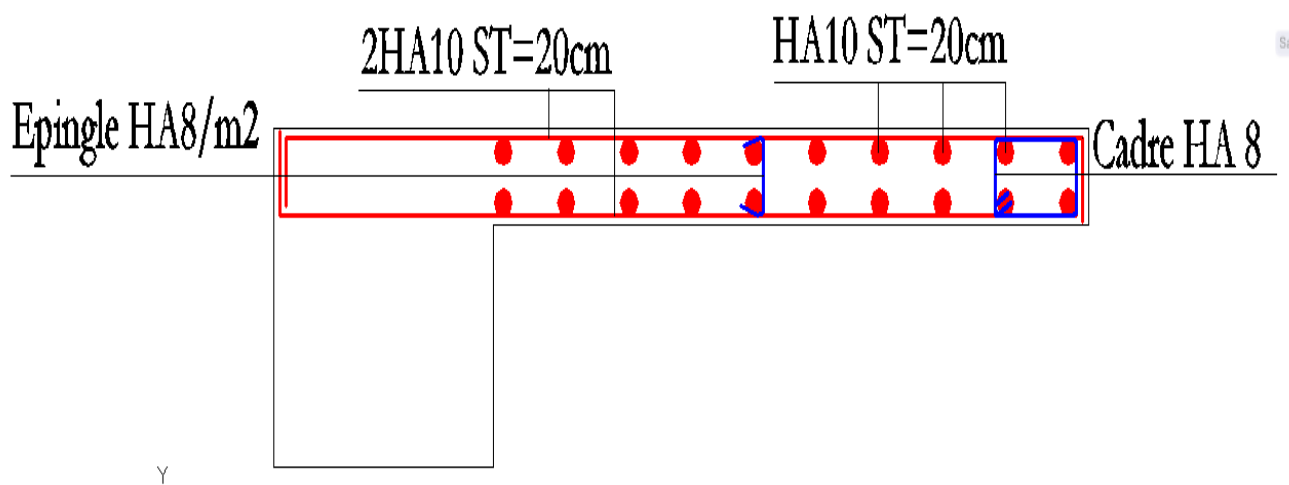
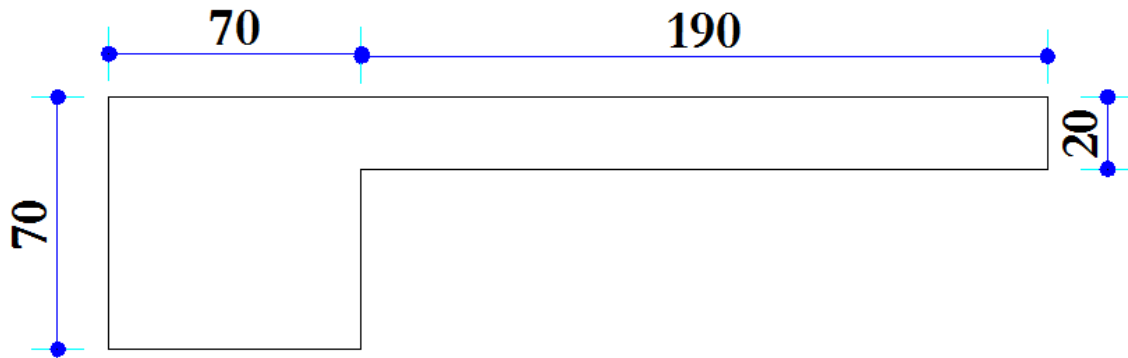
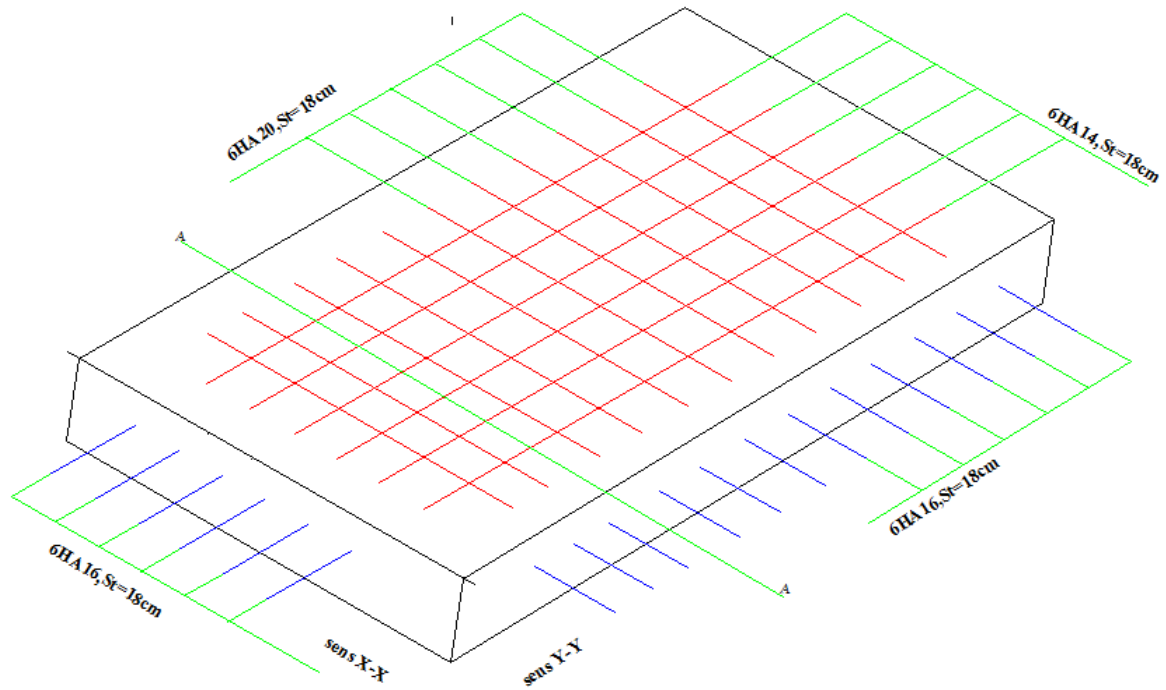


Schéma de ferrailage du radier



COUPE "A-A"

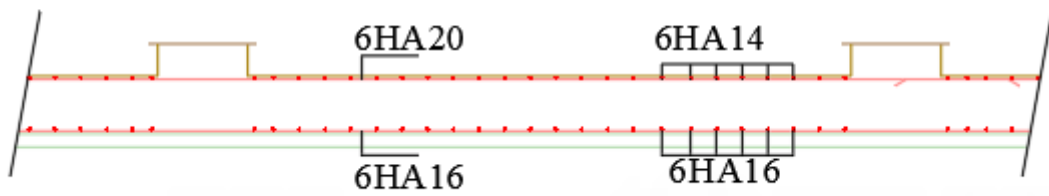
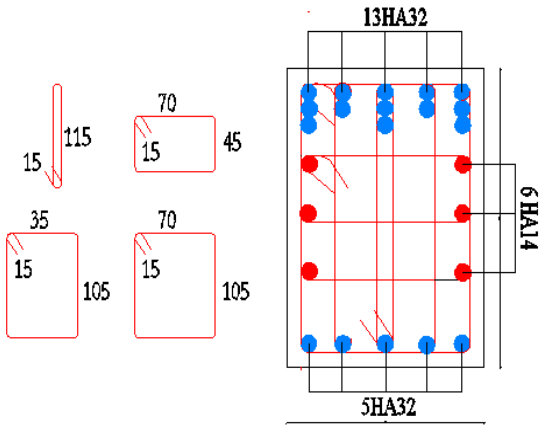


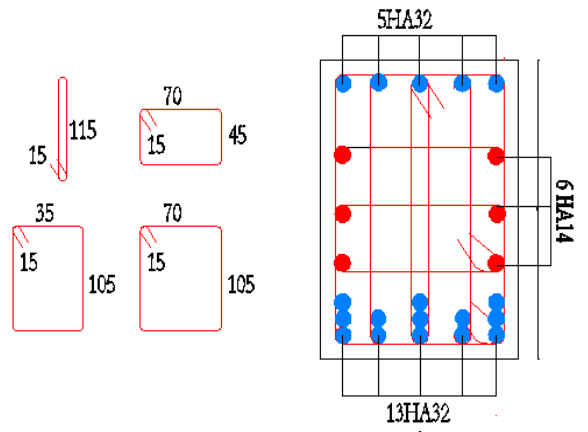
Schéma de ferrailage des nervures

Sens X-X

en travée

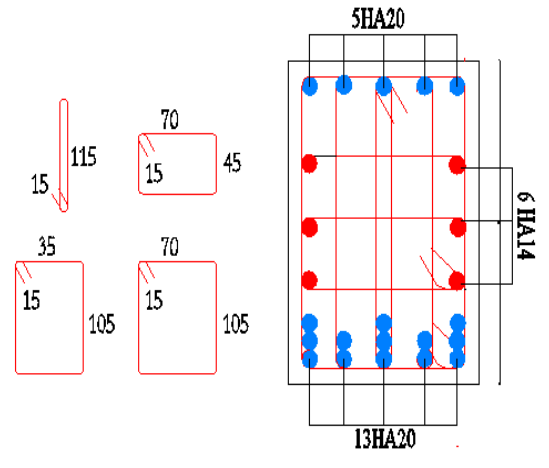
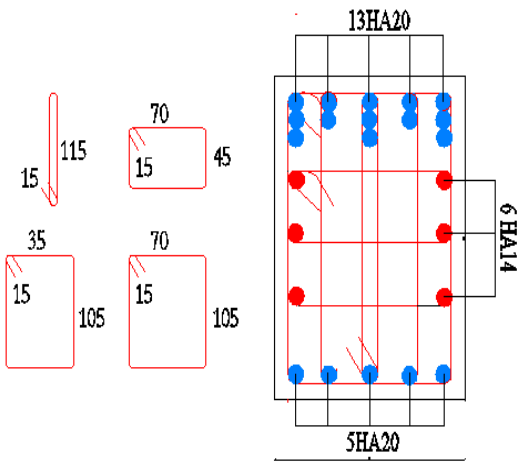


en appuis

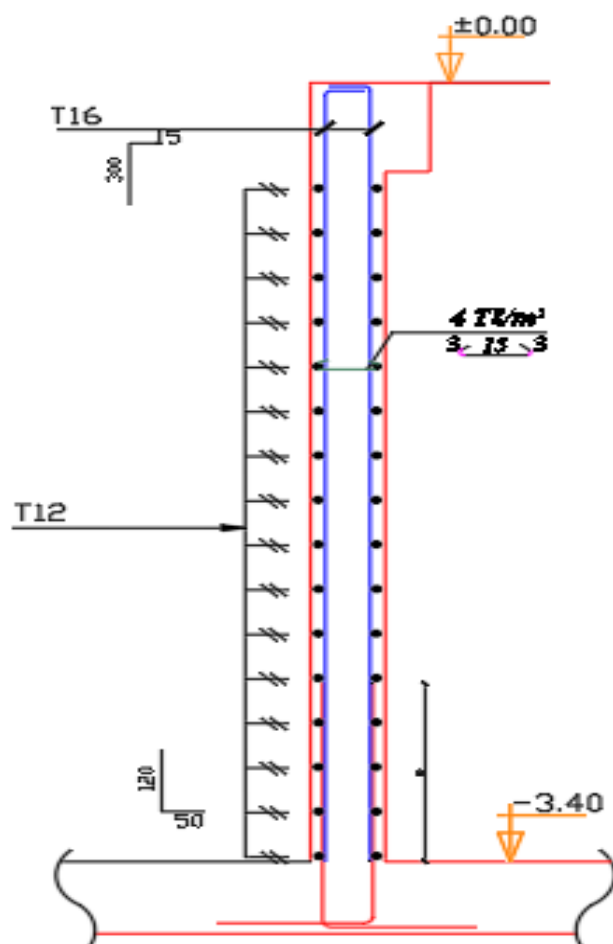


Y

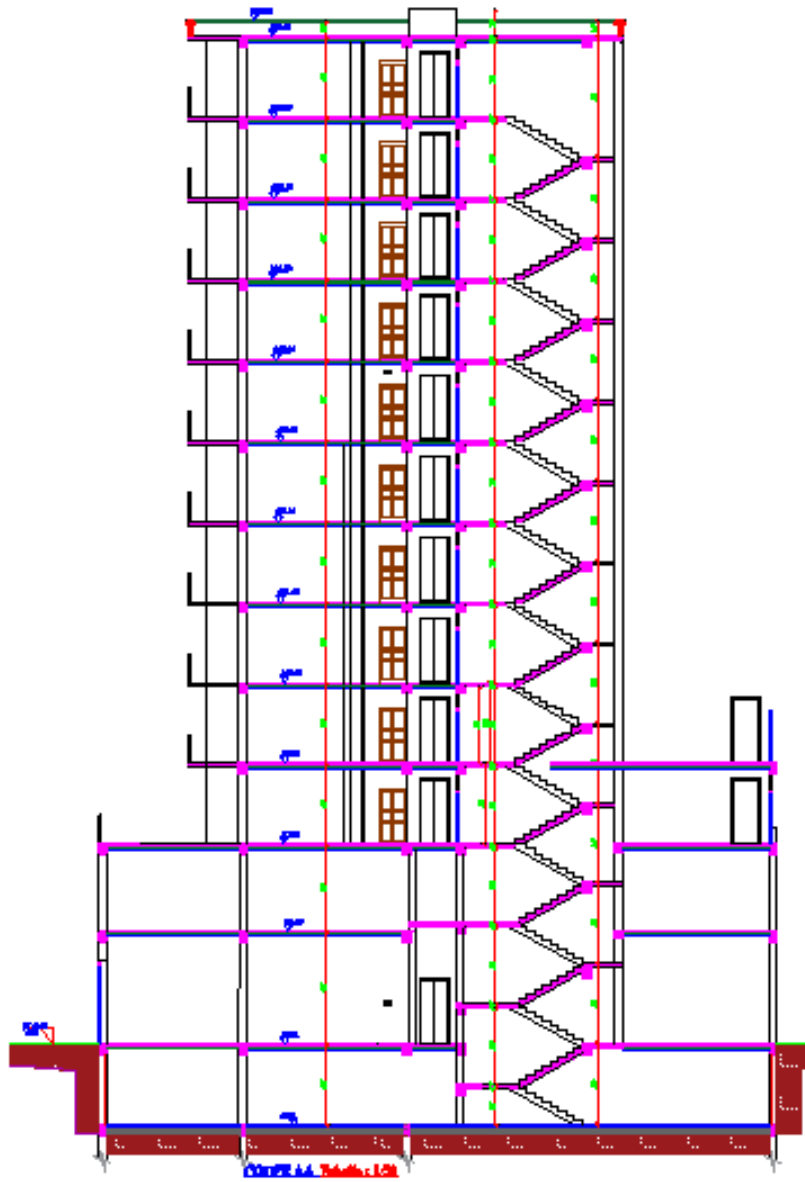
Sens Y-Y

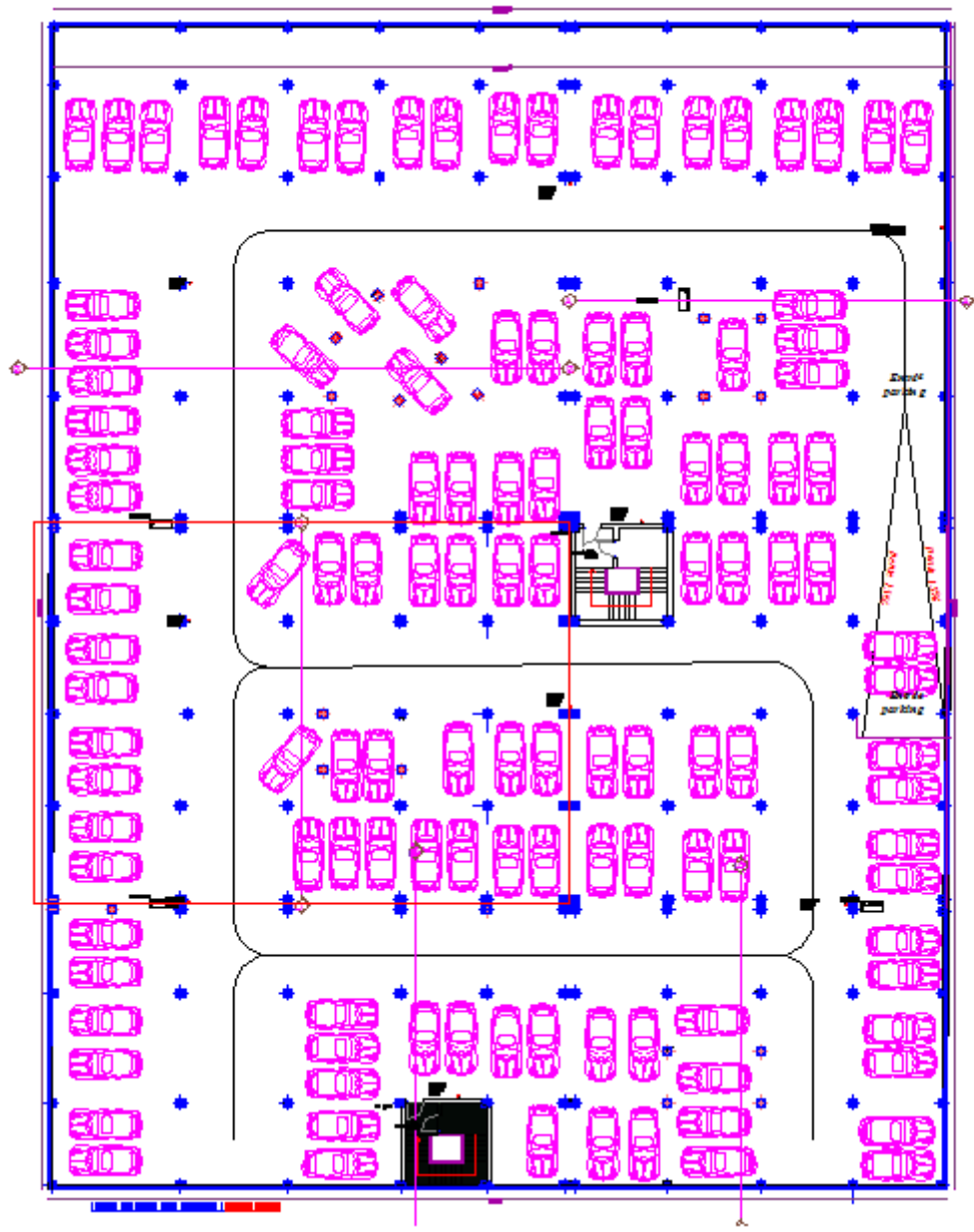


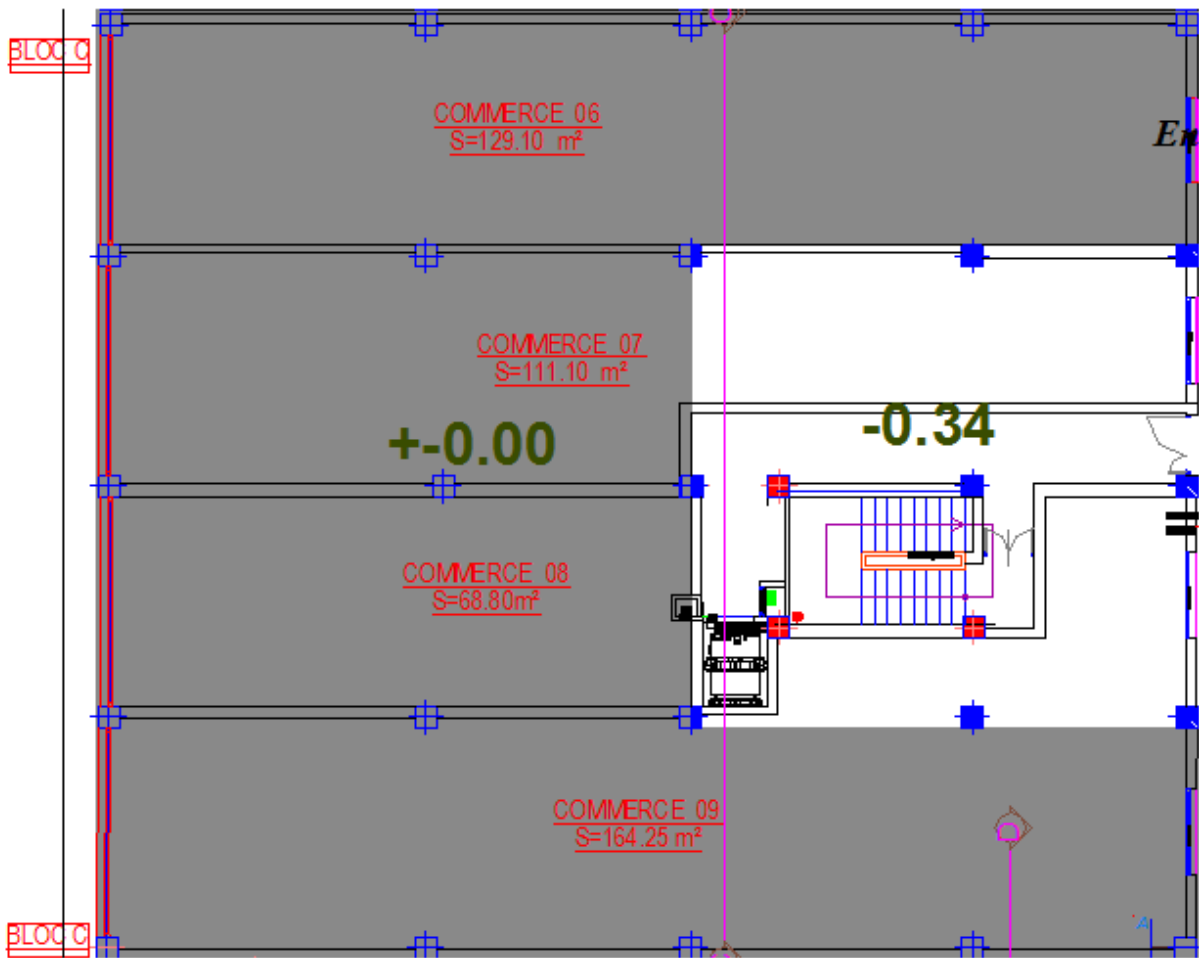
Ferrailage du voile périphérique
 $\epsilon_p=20\text{ cm}$

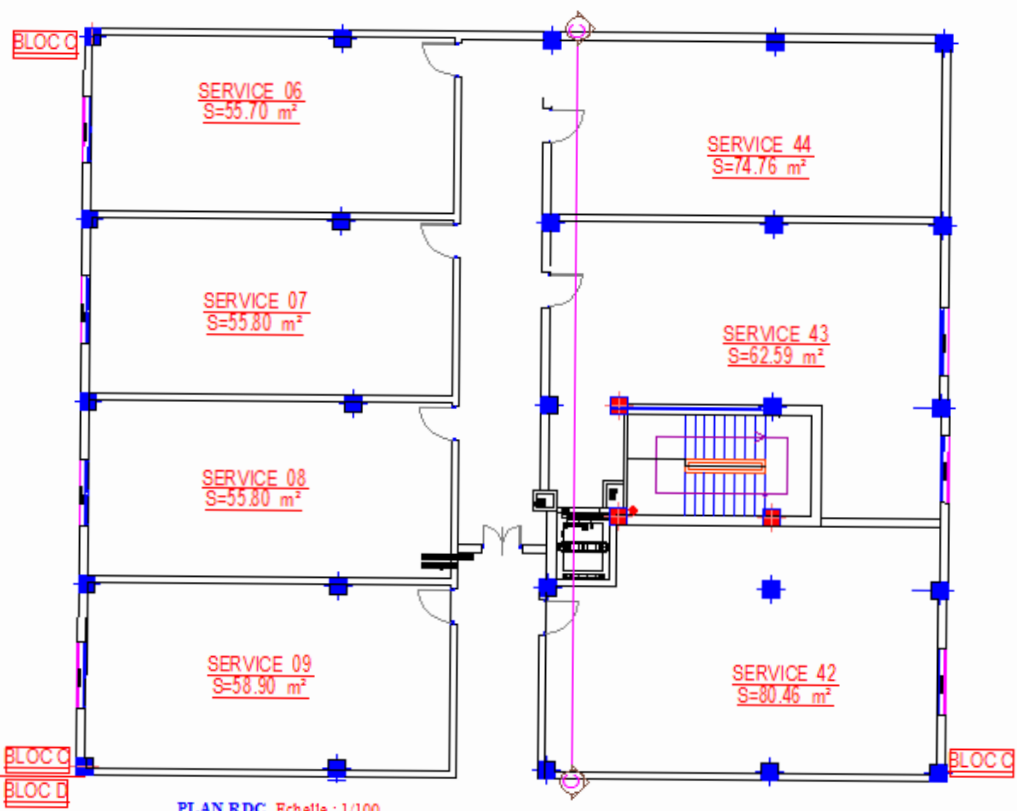


Plan de la Structure

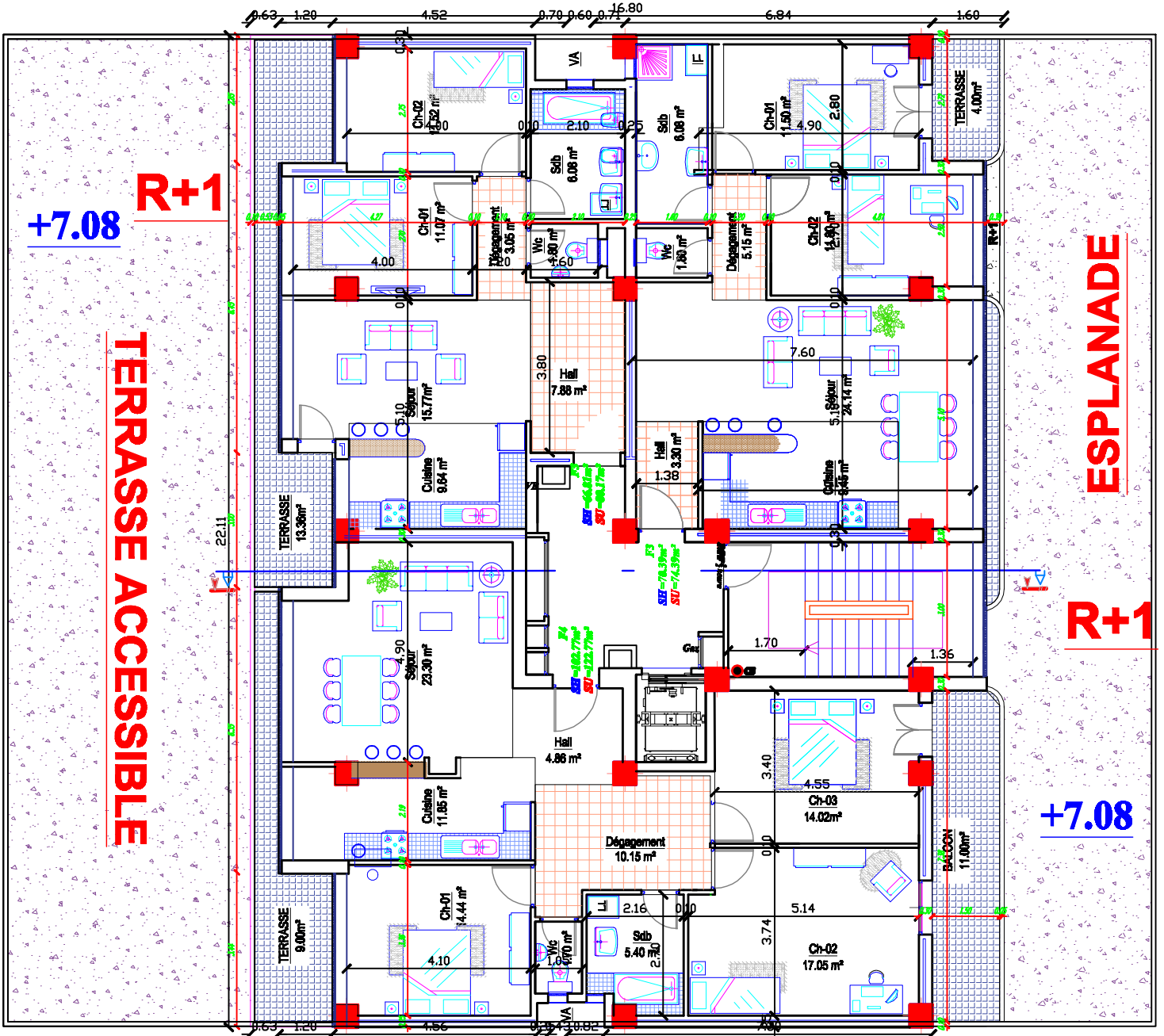


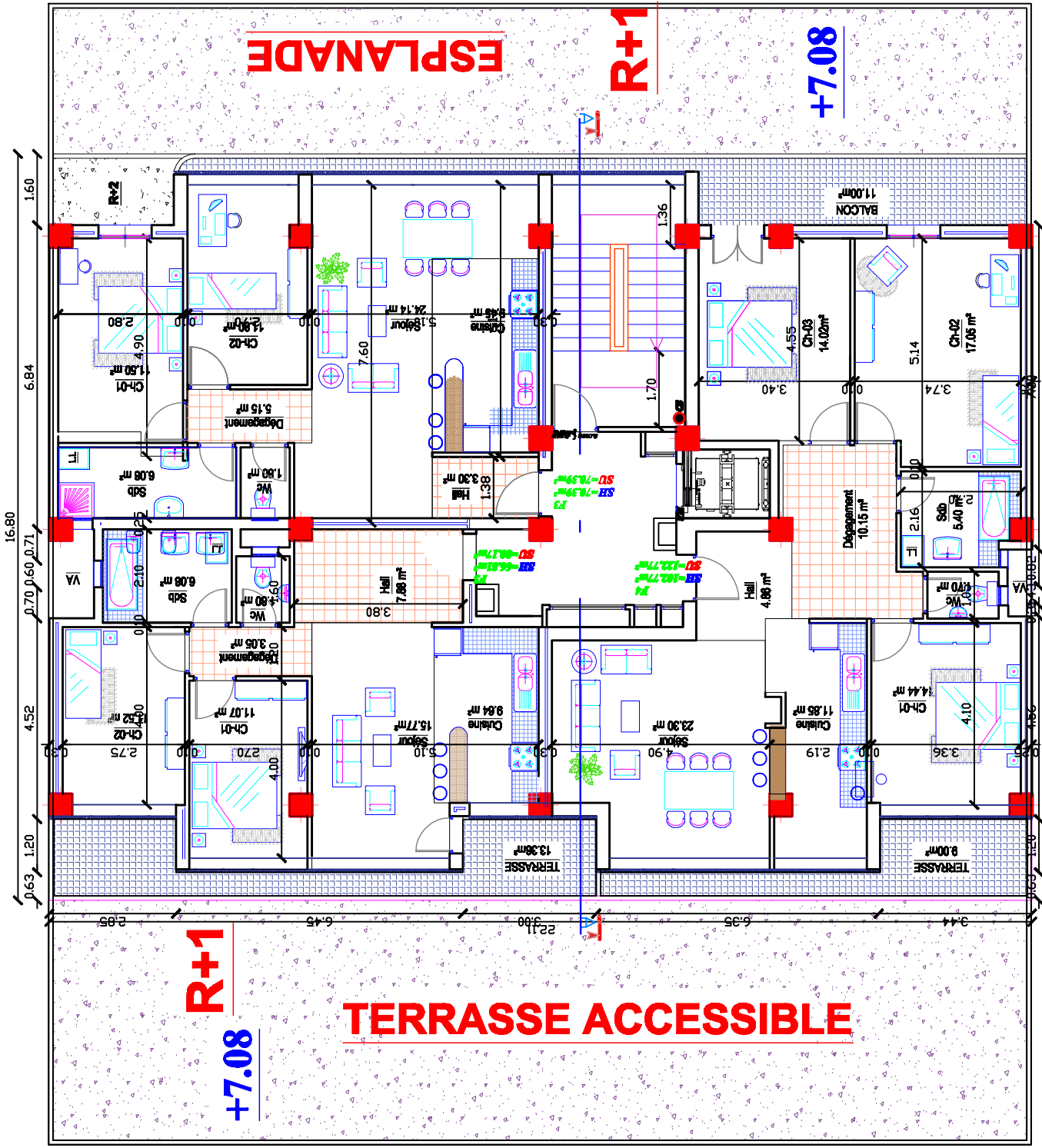


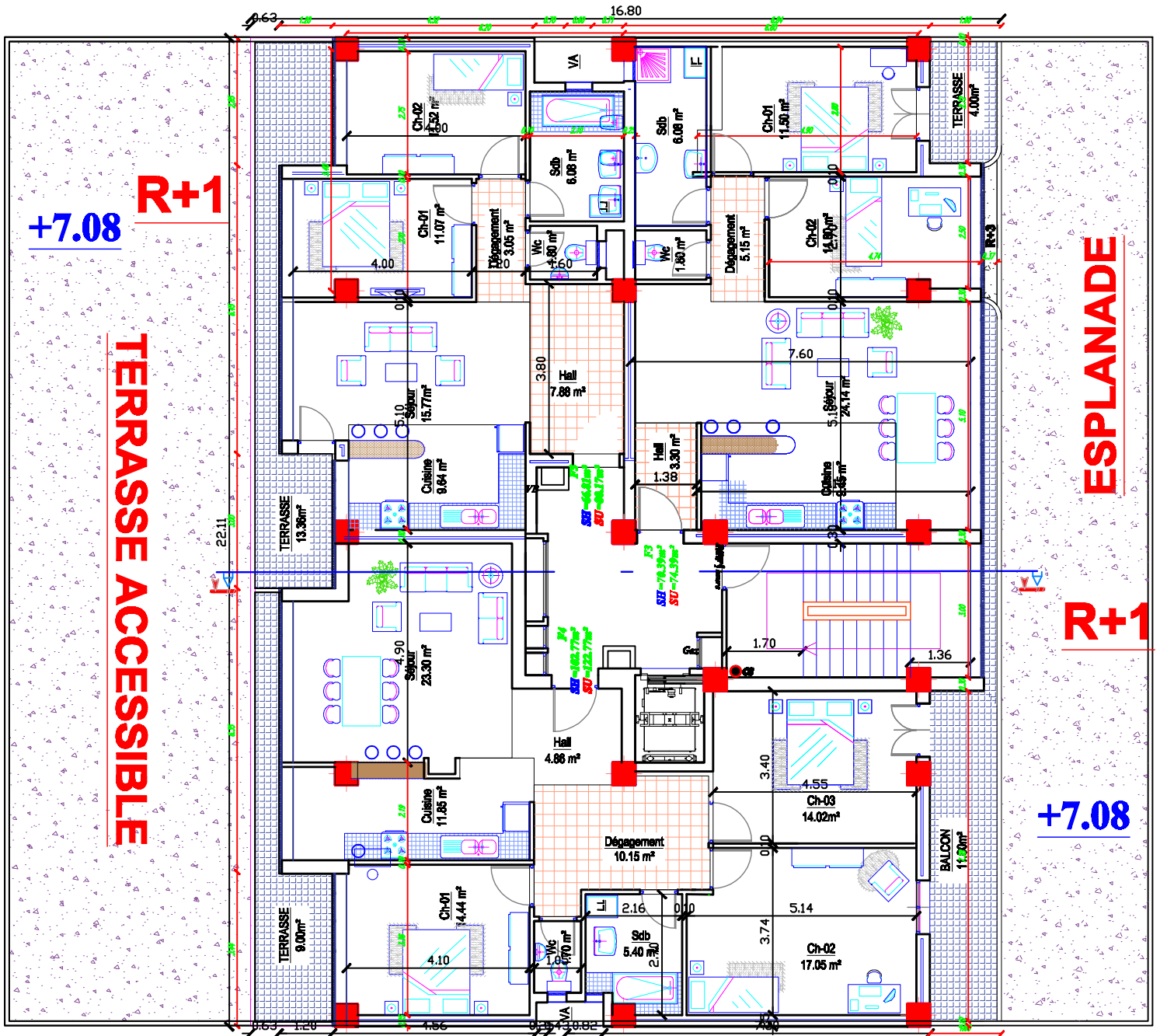




PLAN RDC Echelle : 1/100

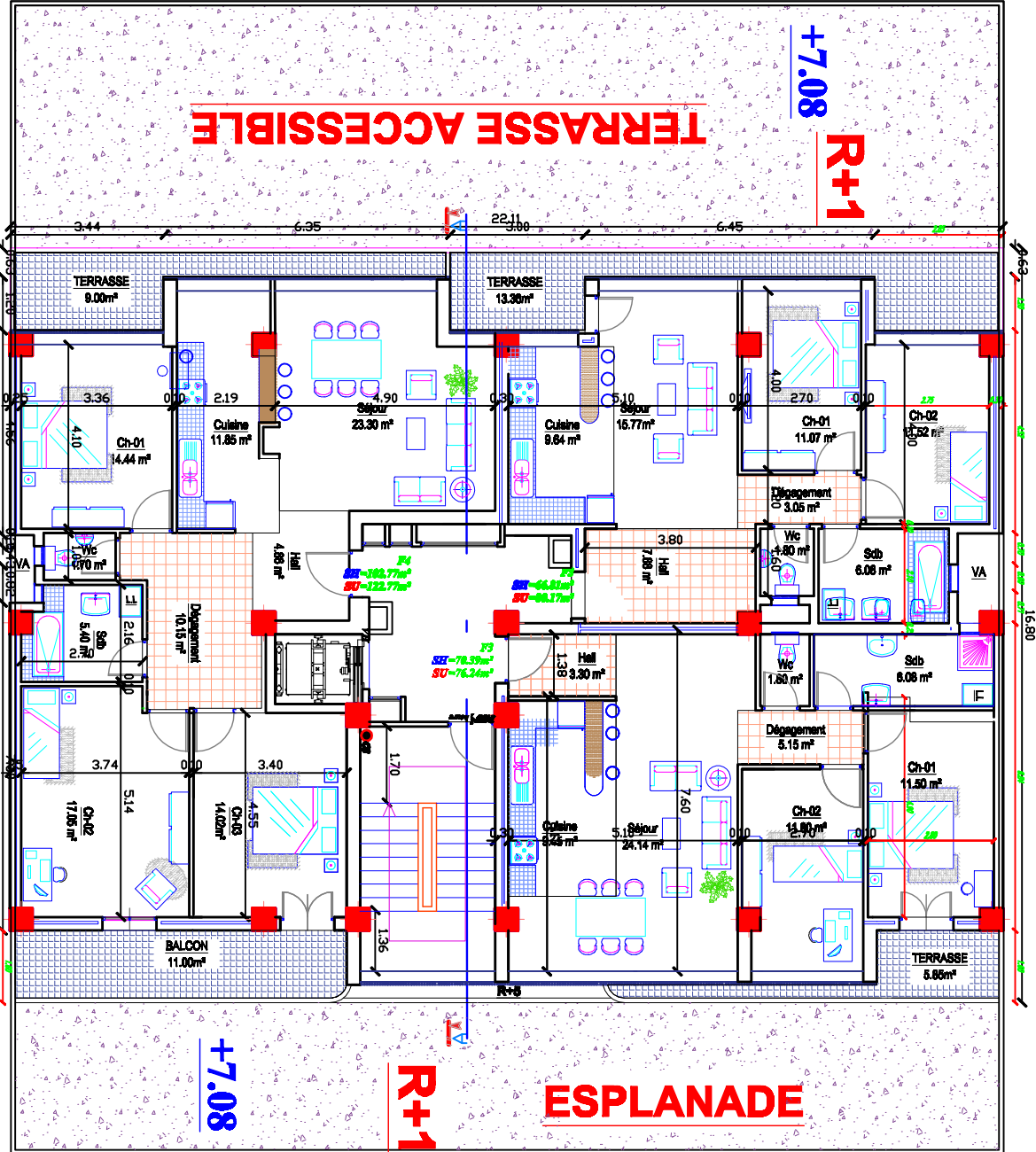


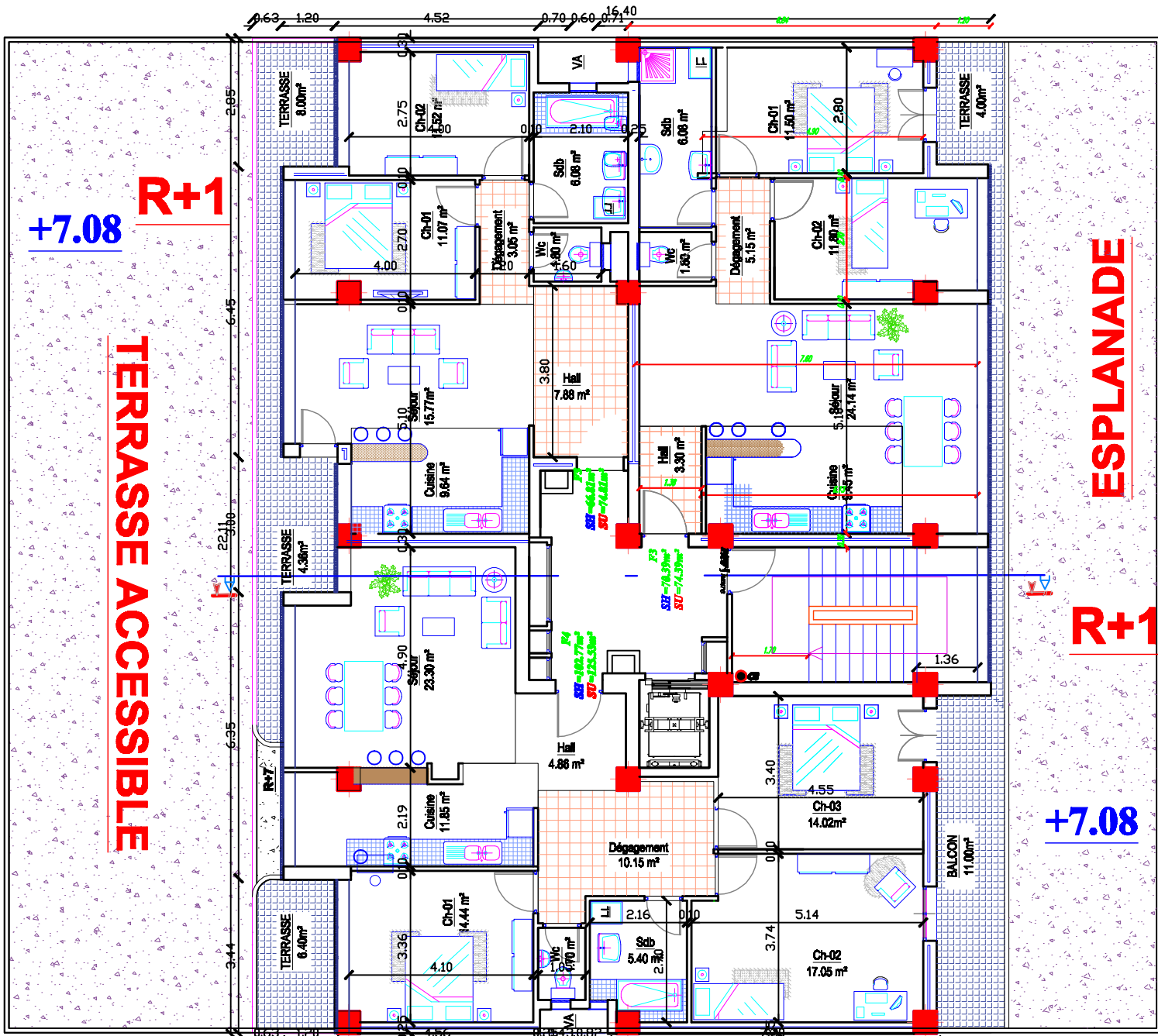




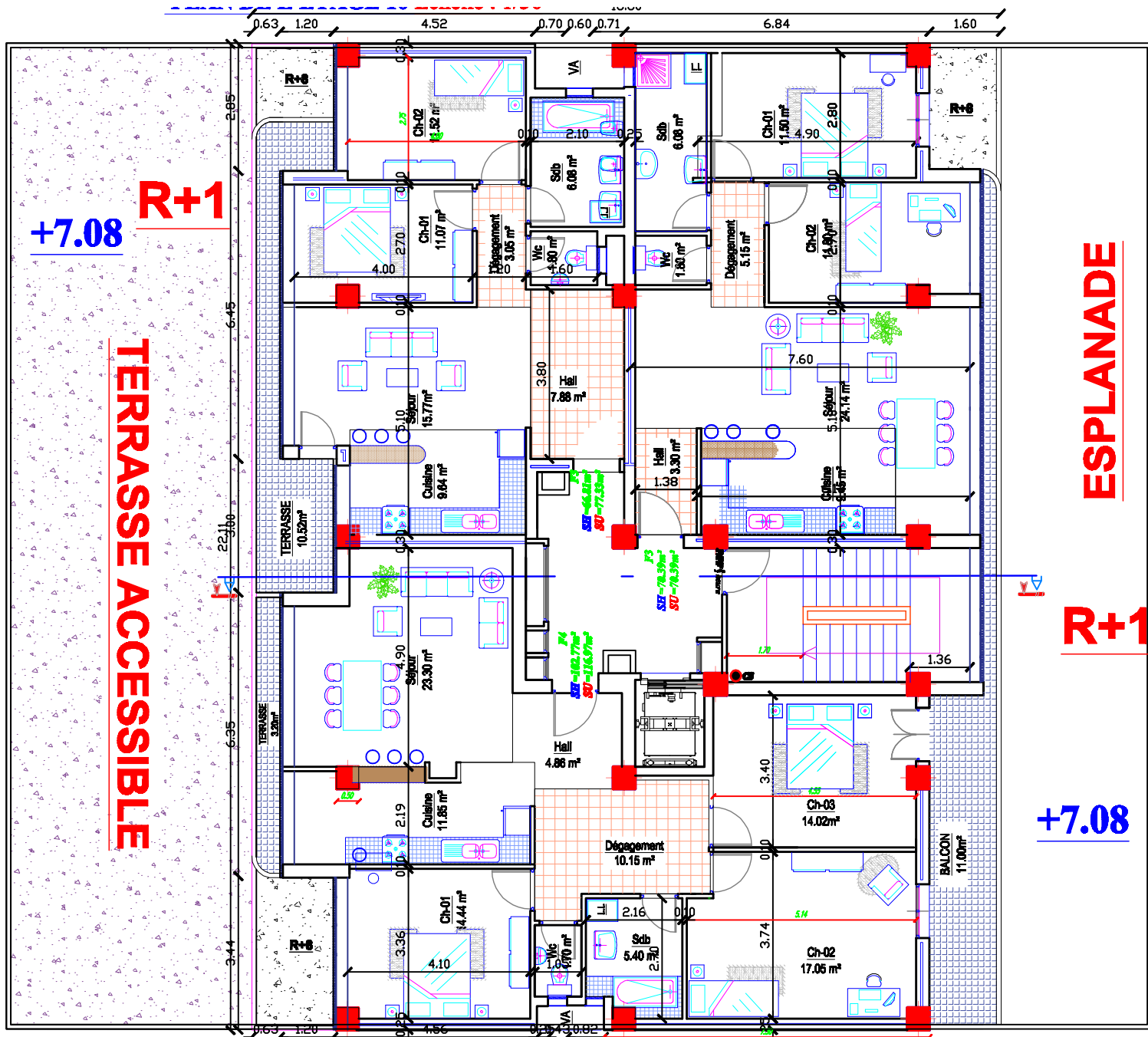
PLAN DE L'ETAGE 4-7 Echelle : 1/50

PLAN DE L'ETAGE 6 Echelle : 1/50

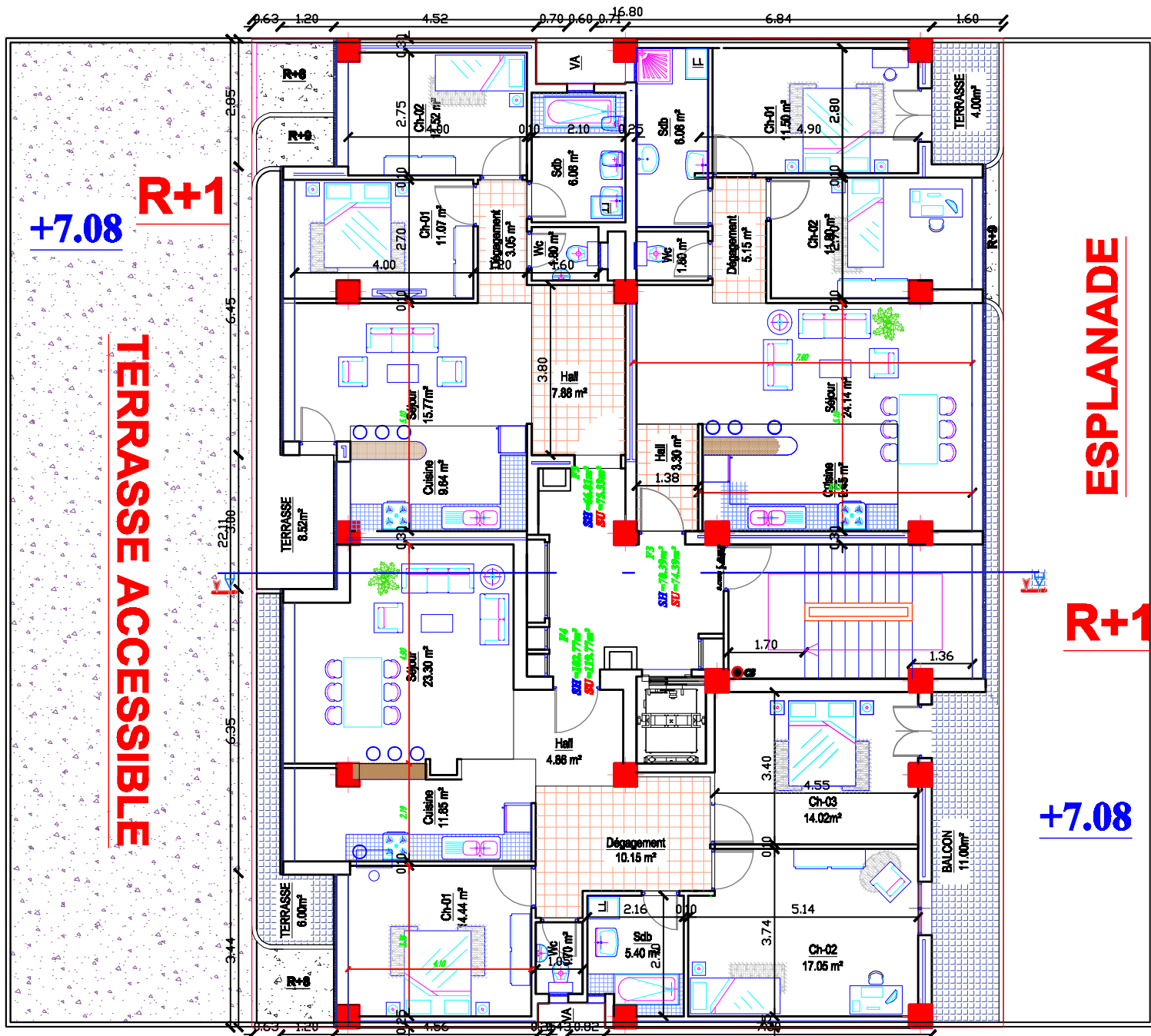




PLAN DE L'ETAGE 8 Echelle : 1/50



PLAN DE L'ETAGE 9 Echelle : 1/50



+7.08 R+1

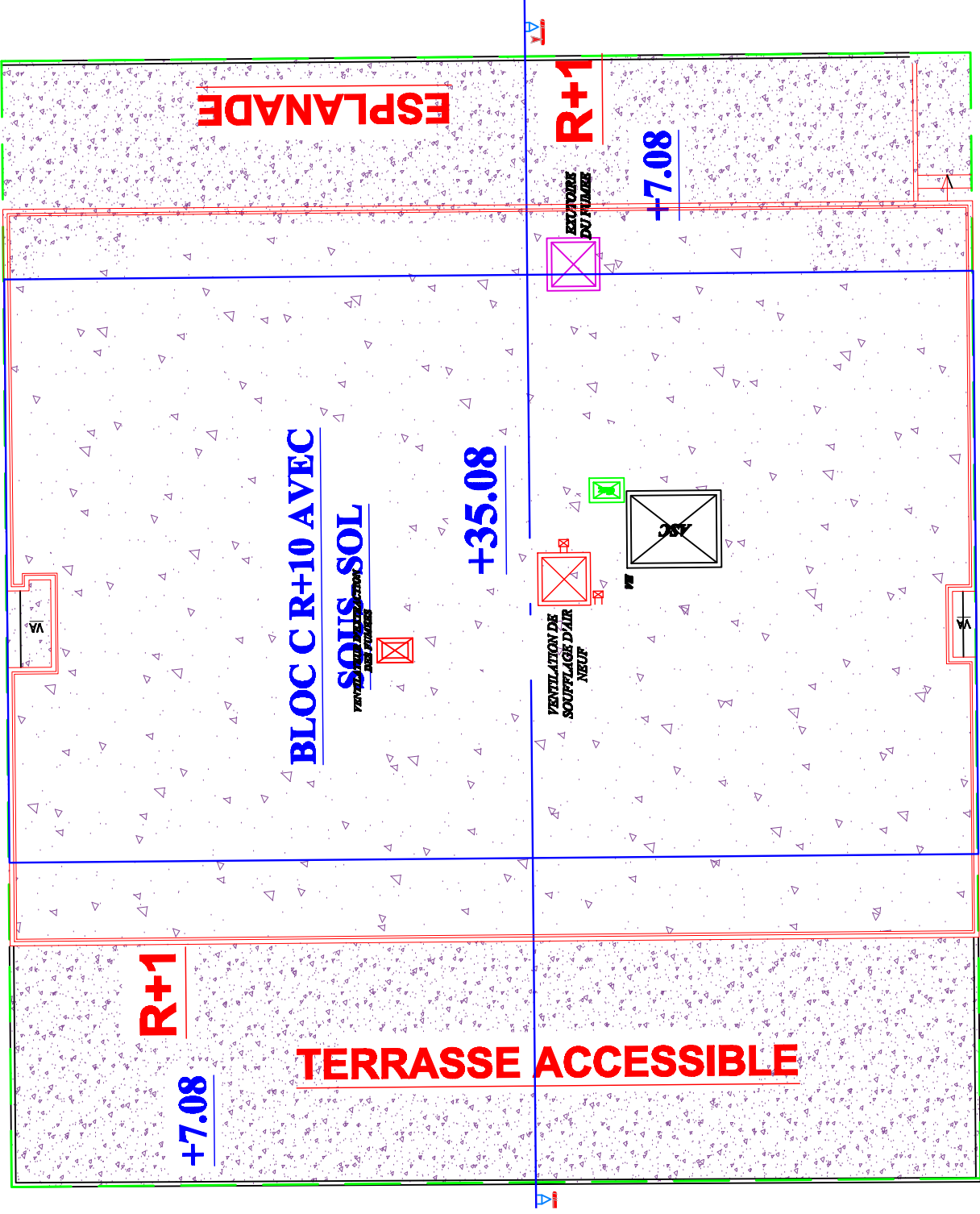
TERRASSE ACCESSIBLE

ESPLANADE

R+1

+7.08

PLAN DE L'ETAGE 10 Echelle : 1/50



PLAN DE TERRASSE Echelle : 1/50