



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

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

Mémoire

En vue d'obtention de diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

ETUDE D'UN R+10 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR UN SYSTEM MIXTE (VOILES-PORTIQUES)

Présenté par :

MR. AIT OUARET MASSINISSA
MR. BELLIK FAROUK
MR. SADI FARES

Encadré par :

MME. H.CHIKH AMER

MEMBRES DE JURY :

MR. K.MEHIDI
MLLE. N.OUDJEHANI

Juin 2013

Remerciements

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

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

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

*A M^{me} CHIKH AMER; notre promotrice, pour avoir acceptée de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Farouk, Fares & Massinissa

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, mon estime envers eux.

A mes chers frères et sœurs

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A toute ma famille sans exception.

Ainsi que sans oublier mes compères

Fares & Massinuss.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

BELLIK Farouk

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

D'abord et avant tout, aux deux personnes qui ont « touché » ma vie, à savoir mes parents, deux êtres chers qui m'ont soutenu, épauler et qui m'ont poussé à aller jusqu'au bout de moi-même.

A mes chers frères et sœurs : Lydia et Yacine.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis : Amina, Mayssa, Sifeddine et à tous ceux qui m'ont épaulé.

Enfin à mes deux compères sans qui ce travail aurait été impossible ; Fares Et Farouk.

Massinissa Ait Ouaret

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères, ma sœur et sa famille.

A toute ma famille sans exception.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mes compères Massinuss et Farouk.

Sadi Fares.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage	1
I.1. INTRODUCTION :.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage :	2
I.3. Données de site : (Annexe I).....	2
I.4. Description architecturale :.....	3
I.5. Description structurale :.....	3
I.6. Règlementation et normes utilisés :.....	3
I.7. Méthodes de calcul :	4
I.7.1. Etat limite ultime ELU :.....	4
I.7.2. Etat limite de service ELS :.....	4
I.8. Les hypothèses de calcul :.....	4
I.8.1. E.L.U :CBA93 (article A.4.3.2)	4
I.8.2. E.L.S : BAEL91 (article IV.1)	4
I.9. Résistance et caractéristique du béton :.....	5
I.9.1. Résistance à la compression :	5
I.9.2. Résistance à la traction :.....	5
I.10. Résistance et caractéristique de L'acier :.....	6
I.10.1. Définition:.....	6
I.10.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :.....	6
I.10.3. Déformation longitudinale du béton :.....	7
I.11. Conclusion :.....	7
CHAPITRE 2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	8
II.1. INTRODUCTION :.....	8
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES:.....	8
II.2.1. Les planchers à corps creux :.....	8
II.2.2. Les dalles pleines :.....	9
II.2.3. Les escaliers :	10
II.2.4. L'acrotère :.....	14
II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :.....	14
II.3.1. Les voiles :.....	14
II.3.2. Les poutres :.....	15

II.3.3.	Les poteaux :.....	15
II.4	CONCLUSION :.....	28
CHAPITRE 3	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	29
III.1.	INTRODUCTION :.....	29
III.2.	ETUDE DES PLANCHERS :.....	29
III.2.1.	Les poutrelles des planchers (16+4) :.....	29
III.2.2.	Les poutrelles des plancher (16+5) :.....	43
III.3.	ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE :.....	51
III.3.1.	Dimensionnement :.....	51
III.3.2.	calculé à L'ELU :.....	51
III.3.3.	Vérification à L'ELS :.....	52
III.4.	ETUDES DES DALLES PLEINES :.....	53
III.4.1.	Dalle sur deux appuis (Balcon):.....	53
III.4.2.	Dalle pleine sur trois appuis (étage courant) :.....	56
III.5.	ETUDE DES ESCALIERS :.....	58
III.5.1.	Etude de la volée d'escalier :.....	58
III.5.2.	Etude de la poutre palière :.....	61
III.6.	ETUDE DE L'ASCENSEUR :.....	65
III.6.1.	Définition :.....	65
III.6.2.	Etude de la dalle de l'ascenseur :.....	66
III.6.3.	Evaluation des charges et surcharges :.....	66
III.6.4.	Cas d'une charge répartie :.....	66
III.6.5.	Cas d'une charge concentrée :.....	69
III.7.	ÉTUDE DE L'ACROTERE :.....	73
III.7.1.	Hypothèse de calcul :.....	73
III.7.2.	Type d'acrotère (Figure3-17) :.....	73
III.7.3.	Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible :.....	74
III.7.4.	Etude de l'acrotère de la terrasse accessible :.....	78
Chapitre 4	Etude dynamique :.....	79
IV.1.	INTRODUCTION :.....	79
IV.2.	Méthode de calcul :.....	79
IV.2.1.	Méthode statique équivalente :.....	80
IV.2.2.	Méthode dynamique modale spectrale :.....	83
IV.2.3.	Modalisation et résultats :.....	84
IV.2.4.	Disposition des voiles de contreventement :.....	84
IV.2.5.	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	88
IV.2.6.	Vérification de l'effort normal réduit :.....	88
IV.2.7.	Justification vis à vis des déformations :.....	89
IV.2.8.	Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)].....	90
IV.3.	Conclusion :.....	91
CHAPITRE 5	ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :.....	92
V.1	INTRODUCTION :.....	92
V.2	ETUDE DES POUTRES :.....	92
V.2.1	Ferraillage :.....	92
V.2.2	Calcul du ferraillage :.....	93
V.2.3	Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :.....	95

V.2.4	Vérification à l'ELU :.....	95
V.2.5	Vérification à l'ELS :.....	96
V.2.6	Ferraillage des poutres:.....	96
V.3	ETUDE DES POTEAUX :.....	97
V.3.1	Introduction :.....	97
V.3.2	Recommandations du RPA99 (version 2003) :.....	97
V.3.3	Sollicitations de calcul :.....	99
V.3.4	Calcul du ferraillage :.....	99
V.3.5	Armatures transversales :.....	101
V.3.6	Vérifications :.....	101
V.4	ÉTUDE DES VOILES :.....	106
V.4.1	Introduction :.....	106
V.3.2	Recommandations du RPA99/2003 :.....	107
V.3.3	Sollicitations de calcul :.....	108
V.3.4	Calcul du ferraillage :.....	108
V.3.5	Schéma de ferraillage :.....	114
V.5	CONCLUSION :.....	114
CHAPITRE 6	ETUDE DES FONDATIONS :.....	115
VI.1	INTRODUCTION :.....	115
VI.2	CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :.....	115
VI.3	COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER :.....	115
VI.4	ETUDE DES FONDATIONS (TYPE I) :.....	116
VI.4.1	Vérification de La semelle isolée :.....	116
VI.4.2	Les semelles filantes :.....	116
VI.5	ETUDE DES FONDATIONS TYPE II :.....	122
VI.5.1	Vérification des semelles isolées :.....	122
VI.6	ETUDE DES FONDATIONS TYPE III :.....	125
VI.6.1	Vérification des semelles isolées :.....	125
VI.7	VOILE PERIPHERIQUE :.....	127
VI.7.1	Introduction :.....	127
VI.7.2	Dimensionnement des voiles :.....	127
VI.7.3	Caractéristiques du sol :.....	128
VI.7.4	Evaluation des charges et surcharges :.....	128
VI.7.5	Ferraillage du voile :.....	128
VI.8	CONCLUSION :.....	131
	Conclusion générale :.....	132
	Bibliographie :	133
	Annexe :	134

TABLE DES FIGURES

FIGURE 2- 1 : PANNEAU SUR 02 APPUIS	9
FIGURE 2- 2 : PANNEAU DE DALLE SUR 3 APPUIS.....	10
FIGURE 2- 3 : DETAIL D'UN ESCALIER DROIT.....	10
FIGURE 2- 4 : SCHEMAS STATIQUE DE LA PREMIERE VOLEE DE L'ETAGE RDC.....	11
FIGURE 2- 5 : SCHEMAS STATIQUE DE LA VOLE.....	12
FIGURE 2- 6 : SCHEMAS STATIQUE DE LA PREMIERE VOLEE DE L'ETAGE 4.....	12
FIGURE 2- 7 : SCHEMAS STATIQUE DE LA DEUXIEME VOLE DE L'ETAGE 6.....	12
FIGURE 2- 8 : SCHEMAS STATIQUE DE LA PREMIERE VOLEE DE L'ETAGE COURANT.....	13
FIGURE 2- 9 : SCHEMAS STATIQUE DE LA DEUXIEME VOLE DE L'ETAGE 4 ET L'ETAGE COURANT.....	13
FIGURE 2- 10 : SCHEMAS DE L'ACROTERE.....	14
FIGURE 2- 11 : LES SURFACES AFFERENTES DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	21
FIGURE 3- 1 : SCHEMAS DE DISPOSITION DES POUTRELLES DU PLANCHER (16+4).....	30
FIGURE 3- 2 : SCHEMA DE LA POUTRELLE DE TYPE 2 DE L'ETAGE COURANT.....	31
FIGURE 3- 3 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	34
FIGURE 3- 4 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES DU PLANCHER (16+4).....	42
FIGURE 3- 5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	43
FIGURE 3- 6 : SCHEMAS DE DISPOSITION DES POUTRELLES DU PLANCHER (16+5).....	43
FIGURE 3- 7 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES DU PLANCHER(16+5).....	51
FIGURE 3- 8 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	51
FIGURE 3- 9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	53
FIGURE 3- 10 : DALLE PLEINE SUR 2 APPUIS.....	53
FIGURE 3- 11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BALCON.....	56
FIGURE 3- 12 : DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS.....	56
FIGURE 3- 13 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS (ETAGE COURANT).....	58
FIGURE 3- 14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	61
FIGURE 3- 15 : LA POUTRE PALIERE.....	61
FIGURE 3- 16 : SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	63
FIGURE 3- 17 : SCHEMA FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	65
FIGURE 3- 18 : CAGE D'ASCENSEUR.....	66
FIGURE 3- 19 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT.....	69
FIGURE 3- 20 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES DEUX DALLES DE L'ASCENSEUR.....	73

FIGURE 3- 21 : VUE EN PLAN DES ACROTÈRES POUR TERRASSE INACCESSIBLE (A) ET TERRASSE ACCESSIBLE (B).....	73
FIGURE 3- 22 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTÈRE.....	74
FIGURE 3- 23 : SCHEMA DE LA SECTION A FERRAILLER.....	75
FIGURE 3- 24 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE. (TERRASSE INACCESSIBLE).....	77
FIGURE 4- 1 : VUE EN 3D DE LA STRUCTURE.....	80
FIGURE 4- 2 : DISPOSITION DES VOILES.....	85
FIGURE 4- 3 : 1IER MODE (TRANSLATION SUIVANT Y).....	86
FIGURE 4- 4 : 2EME MODE (TRANSLATION SUIVANT X).....	86
FIGURE 4- 5 : 3EME MODE (TORSION AUTOUR DE Z).....	87
FIGURE 5- 1 : POUTRE PRINCIPALE DU RDC ET ETAGE COURANT	96
FIGURE 5- 2 : POUTRE SECONDAIRE DU RDC ET ETAGE COURANT	97
FIGURE 5- 3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE (Vy1).....	114
FIGURE 6- 1 : SEMELLE FILANTE TYPE2 SELON XX.....	117
FIGURE 6- 2 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE DE RIGIDITE.....	119
FIGURE 6- 3 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE TYPE1 SELON X-X.....	121
FIGURE 6- 4 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ISOLEE TYPE2	127
FIGURE 6- 5 : REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE VOILE.....	128
FIGURE 6- 6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE	131

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 2- 1 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible	16
Tableau 2- 2 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible	16
Tableau 2- 3 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible	16
Tableau 2- 4 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible	17
Tableau 2- 5 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.....	17
Tableau 2- 6 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.....	17
Tableau 2- 7 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur.....	18
Tableau 2- 8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4).....	18
Tableau 2- 9 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+5).....	18
Tableau 2- 10 : Tableau d'évaluation des charges d'un Balcon.....	18
Tableau 2- 11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	19
Tableau 2- 12 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.....	19
Tableau 2- 13 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier.....	19
Tableau 2- 14 : les sections et le poids des poteaux.....	20
Tableau 2- 15 : Tableau récapitulatif de la descente de charges	23
Tableau 2- 16 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	26
Tableau 2- 17 : Vérification au flambement des poteaux.....	27
Tableau 3- 1 : Charges sur les poutrelles.....	31
Tableau 3- 2 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1 (Plancher terrasse accessible)	32
Tableau 3- 3 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation).....	33
Tableau 3- 4 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2.....	33
Tableau 3- 5 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (étage habitation).....	33
Tableau 3- 6 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).....	33
Tableau 3- 7 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).	34
Tableau 3- 8 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	34
Tableau 3- 9 : résumé de ferrailage des poutrelles.....	41
Tableau 3- 10 : Vérification des états limite de compression du béton.....	41

Tableau 3- 11 : Vérification des états limite de déformation.....	41
Tableau 3- 12 : les différentes charges sur les poutrelles.....	44
Tableau 3- 13 : les moments aux appuis de la poutrelle type2.....	45
Tableau 3- 14 : les moments en travées de la poutrelle type2.....	45
Tableau 3- 15 : Calcule de l'effort tranchant.....	45
Tableau 3- 16 : Les sollicitations de la poutrelle type 1 (Plancher étage courant).....	46
Tableau 3- 17 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher étage courant).....	46
Tableau 3- 18 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 (Plancher étage courant).....	46
Tableau 3- 19 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (étage courant).....	46
Tableau 3- 20 : Les sollicitations de la poutrelle type 4 (étage courant).....	46
Tableau 3- 21 : Les sollicitations de la poutrelle type 5, Plancher d'étage (16+5).....	47
Tableau 3- 22 : Les sollicitations de la poutrelle type 6, Plancher d'étage (16+5).....	47
Tableau 3- 23 : Les sollicitations de la poutrelle type 1, Plancher terrasse inaccessible (16+5).....	47
Tableau 3- 24 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1, Plancher terrasse accessible	47
Tableau 3- 25 : Les sollicitations de la poutrelle type 2 (terrasse accessible).....	47
Tableau 3- 26 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	48
Tableau 3- 27 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.(plancher 16+4).....	48
Tableau 3- 28 : Vérification des états limite de compression du béton.....	49
Tableau 3- 29 : Vérification des états limite de déformation.....	50
Tableau 3- 30 : Calcul des moments et ferrailage correspondant :.....	52
Tableau 3- 31 : Calcul des contraintes.....	52
Tableau 3- 32 : illustre le résultat du calcul des différentes flèches.....	53
Tableau 3- 33 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis (balcon).....	54
Tableau 3- 34 : Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (d'étage courant).....	57
Tableau 3- 35 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.....	57
Tableau 3- 36 : les sollicitations sur l'escalier	59
Tableau 3- 37 : ferrailage d'escalier.....	59
Tableau 3- 38 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	60
Tableau 3- 39 : Les sollicitations de la poutre palière.....	62
Tableau 3- 40 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	62
Tableau 3- 41 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	67
Tableau 3- 42: vérification de la section d'acier.....	68
Tableau 3- 43 : Vérification de l'effort tranchant.....	68
Tableau 3- 44 : résultats des calculs.....	70
Tableau 3- 45 : Vérification de la section d'acier.....	71
Tableau 3- 46 : Résultat des calculs.....	72
Tableau 3- 47 : Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	74
Tableau 3- 48 : Vérification des contraintes a l'ELS.....	77
Tableau 3- 49 : Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.....	78
Tableau 4- 1 : Valeurs des pénalités P_q	81
Tableau 4- 2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	85
Tableau 4- 3 : Vérification sous charges verticales.....	87
Tableau 4- 4 : Vérification sous charges horizontales :.....	88
Tableau 4- 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	88

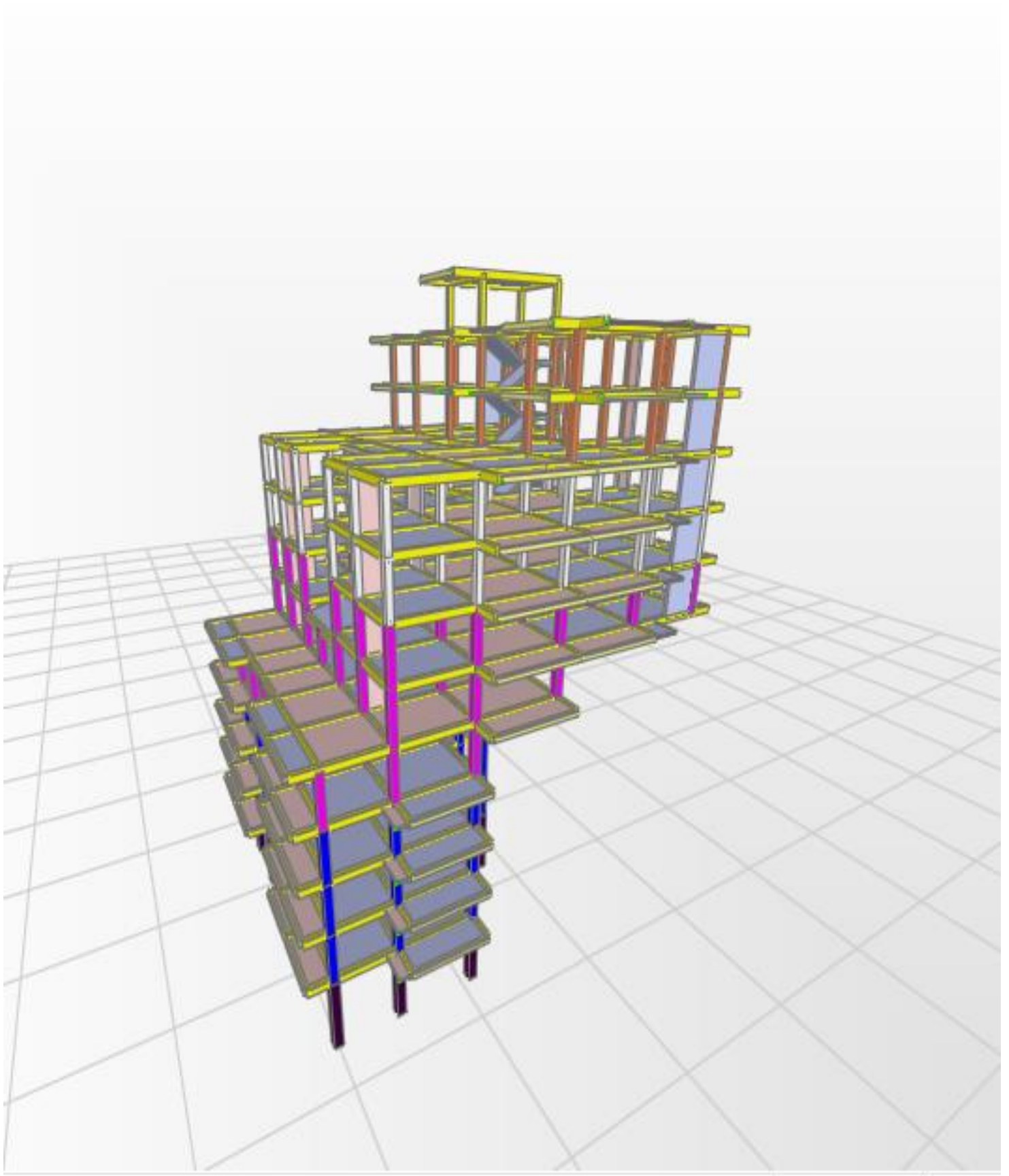
Tableau 4- 6 : Vérification de l'effort normal réduit.	89
Tableau 4- 7 : Vérification des déplacements.	89
Tableau 4- 8 : vérification de l'effet P- Δ	90
Tableau 5- 1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	94
Tableau 5- 2 : Vérification des contraintes tangentielles	96
Tableau 5- 3 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	96
Tableau 5- 4 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	96
Tableau 5- 5 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	98
Tableau 5- 6 : Sollicitations dans les poteaux :.....	99
Tableau 5- 7 : Ferrailage des poteaux.....	101
Tableau 5- 8 : Calcul des armatures transversales.....	101
Tableau 5- 9 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	102
Tableau 5- 10 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	103
Tableau 5- 11 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	103
Tableau 5- 12 : Les moments résistants dans les poteaux.....	104
Tableau 5- 13 : Vérification de la zone nodale.....	105
Tableau 5- 14 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	105
Tableau 5- 15 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x-x'.	108
Tableau 5- 16 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.....	111
Tableau 5- 17 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux.....	111
Tableau 5- 18 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.....	112
Tableau 5- 19 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les.....	112
Tableau 5- 20 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.....	113
Tableau 6- 1 : ferrailage de la poutre de rigidité.....	119
Tableau 6- 2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	120
Tableau 6- 3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	120
Tableau 6- 4 : Ferrailage de la semelle isolée.....	126
Tableau 6- 5 : Ferrailage de longrine.....	126
Tableau 6- 6 : Section des armatures du voile périphérique.....	129
Tableau 6- 7 : Vérification de la condition de non fragilité.....	129
Tableau 6- 8 : Vérification de l'effort tranchant.....	129
Tableau 6- 9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	130

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E	Séisme
G	Charges permanentes
M	Charges d'exploitations à caractère particulier.
Q	Action variables quelconque.
S	Action dues à la neige.
W	Action dues au vent.
A_s	Aire d'un acier.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinal.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_i	Module de déformation instantanée.
E_{fl}	Module de déformation sous fluage.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).
F	Force ou action en général.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_g	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
M_q	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
a	Une dimension (en générale longitudinal).
b	Une dimension (largeur d'une section).
b₀	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
F_{c28} et f_{t28}	Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
g	Densité des charges permanentes.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section.
i	Rayon de giration d'une section de B A.
j	Nombre de jours.
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
p	Action unitaire de la pesanteur.
q	Charge variable.
S_t	Espacement des armatures transversales.
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.



Introduction

Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+10) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois commerces au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+10 destiné à un usage multiple (habitation et commerces). Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa). La structure présente des irrégularités en plan et en élévation avec plusieurs décrochements, il est sous forme de gradins de 3 niveaux.

1^{er} niveau à Z= 0,00 m.

2^{ème} niveau à Z=15,60 m.

3^{ème} niveau à Z=27,12 m.

I.3. Données de site : (Annexe I)

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 288 logements promotionnels, projetés au village de SIDI ALI D'AKBOU, et situé sur un terrain initialement en pente. Le terrain étudié est constitué essentiellement par des argiles graveleuses, une couche d'argile marneuse produit d'altération, reposant sur des marnes schisteuses à des marnes compactes.

- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,6$ bars.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=1,5 m**

I.4. Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en (annexe VI) présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : **22.8m.**
- Une largeur de : **22.8m.**
- Une hauteur totale de : **36.18m.**
- Une hauteur du RDC de : **4.08m.**
- La hauteur des autres étages : **2.88 m.**

I.5. Description structurale :

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

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

Les escaliers ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droite a deux volées).

Les façades et les cloisons les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Le système de contreventement Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

I.6. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [4]
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [1]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [3]

- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [6]

I.7. Méthodes de calcul :

I.7.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.7.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

I.8. Les hypothèses de calcul :

I.8.1. E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1) conservation des sections planes.
- 2) il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3) la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4) l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5) le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6) le diagramme 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
- 7) on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.8.2. E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1) les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2) le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

3) $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4) On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé. Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.9. Résistance et caractéristique du béton :

I.9.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

I.9.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Contrainte limite :

- ✓ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Lorsque } T > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 & \text{Lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

✓ **Etat limite de service :**

- **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)**

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

I.10. Résistance et caractéristique de L'acier :

I.10.1. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

I.10.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

- **à E.L.U**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

- **à E.L.S**

Nous avons pour cet état :

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

I.10.3. Déformation longitudinale du béton:

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

I.10.3.1. Module de déformation longitudinale du béton :

a) A court terme E_{ij} :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad \text{(CBA .Art: A.2.1.1.2)}$$

$$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.2MPa$$

b) A long terme E_{vj} :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule: $E_{vj} = (1/3) E_{ij}$.
 $E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$.

I.11. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre II

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 INTRODUCTION

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient prédimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Prédimensionnement des Eléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1 Les planchers à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

h_t : = $h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

L : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

- **Etage 1 à 4 :**

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m \Rightarrow $L = 4.45 - 0.3 = 4.15 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm

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

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

- **Etage 5 à 10 :**

$$\begin{cases} L = 5 - 0.3 = 4.70 \text{ m} \\ h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{soit } h_t = 21 \text{ cm}$$

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

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5 \text{ cm}$.

II.2.2 Les dalles pleines :

II.2.2.1 Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq l_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $l_x/50 \leq e \leq l_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

2. COUPE FEU :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Panneau sur 02 appuis (Figure 2.1) :

$$\frac{1.5}{35} < e < \frac{1.5}{30} \Leftrightarrow 4.28 < e < 5 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

Panneau sur 03 appuis (Figure 2.2):

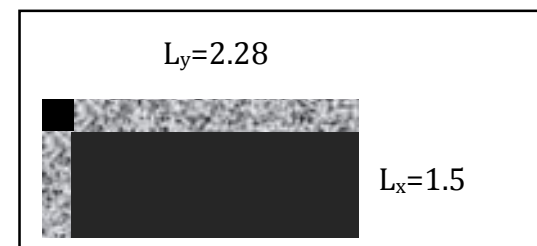


Figure 2- 1 : panneau sur 02 appuis

$$\frac{1.95}{45} < e < \frac{1.95}{40} \Leftrightarrow 4.33 < e < 4.87 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

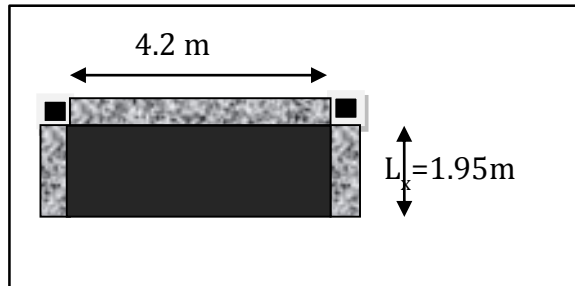


Figure 2- 2 : panneau de dalle sur 3 appuis

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$.

II.2.3 Les escaliers :

La (figure2-3) montre une coupe sur un escalier droit avec ces différents constituants.

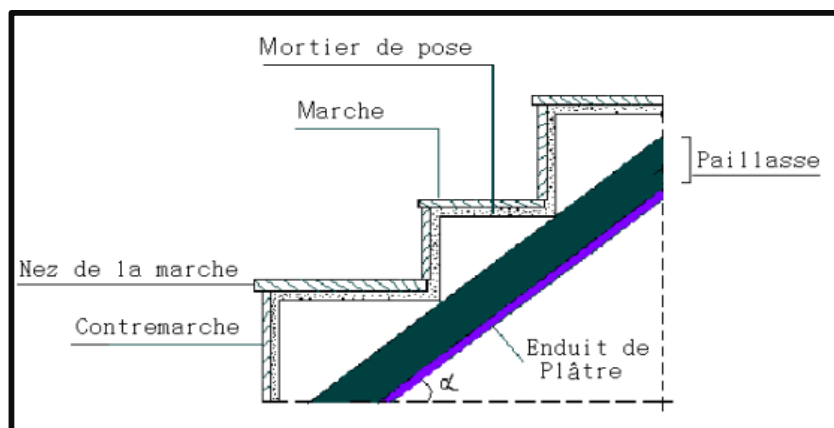


Figure 2- 3 : Détail d'un escalier droit

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

$$h = H/n$$

$$g = L / (n - 1)$$

n : est le nombre de marches sur la volée

II.2.3.1 Différents types d'escaliers :

- **RDC**

1^{ere} volé et 2^{eme} :

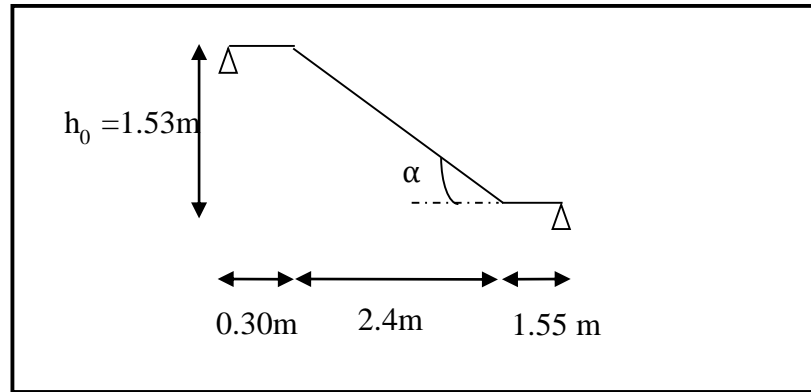


Figure 2- 4 : schémas statique de la première volée de l'étage RDC

Calcul de h et g : On a :

$$\begin{cases} L = 2.4 \text{ m} \\ h = 1.53 \text{ m} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$.

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donné par la condition $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$

l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 0.30 + 1.55 = 4.69 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15.63 \text{ cm} \leq e \leq 23.45 \text{ cm}$$

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

On prend : **e = 18 cm.**

- **1^{er}; 2^{eme}; et 3^{eme} étage :**

1^{ere} et 2^{eme} volé:

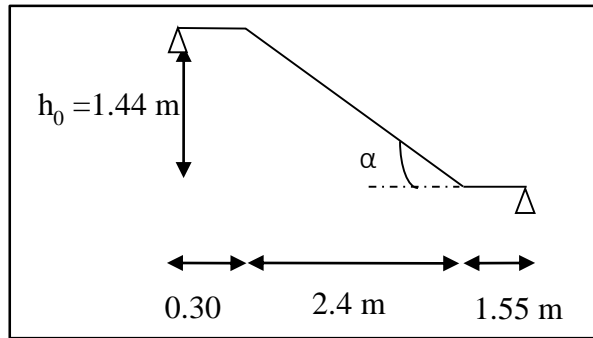


Figure 2- 5 : schémas statique de la volé

De manière similaire on trouve : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ e = 18 \text{ cm} \end{cases}$

- **4^{eme} étage:**
1^{ere} Voler :

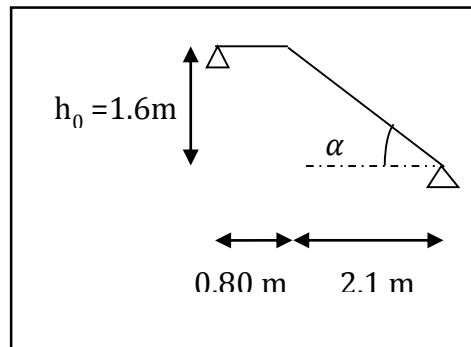


Figure 2- 6 : Schémas statique de la première volée de l'étage 4

On trouve : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} g = 28 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ marche ; } g = 26 \text{ cm pour les autres} \\ h = 24 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ contre - marche ; } h = 17 \text{ cm pour les autres} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- **6^{eme} étage:**
2^{eme} volé :

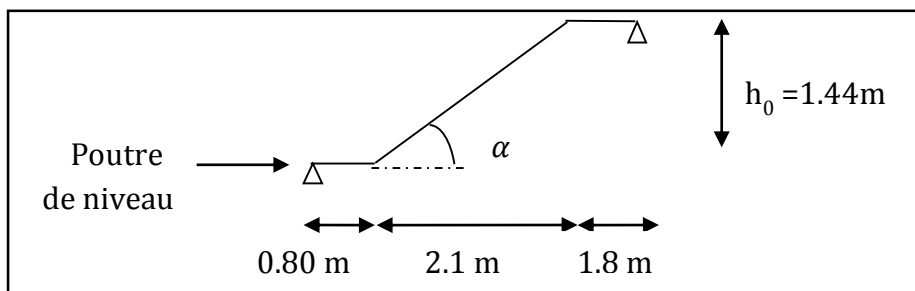


Figure 2- 7 : Schémas statique de la deuxième volé de l'étage 6

On trouve : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} g = 28 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ marche ; } g = 26 \text{ cm pour les autres} \\ h = 16 \text{ cm} \\ e = 18 \text{ cm} \end{cases}$

• **étage courant :**

1^{ere} volé :

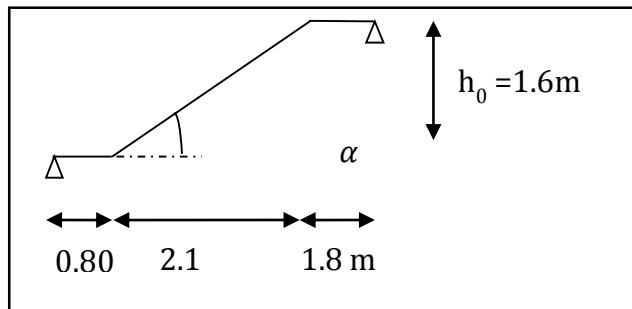


Figure 2- 8 : Schémas statique de la première volée de l'étage courant

On trouve : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} g = 28 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ marche ; } g = 26 \text{ cm pour les autres} \\ h = 24 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ contre - marche ; } h = 17 \text{ cm pour les autres} \\ e = 18 \text{ cm} \end{cases}$

• **étage courant:**

2^{eme} volé :

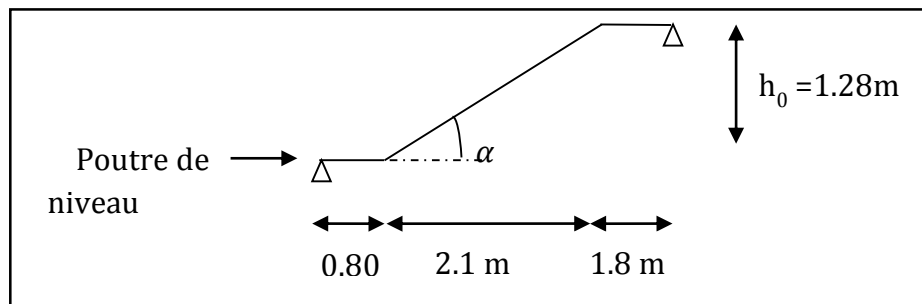


Figure 2- 9 : Schémas statique de la deuxième volée de l'étage 4 et l'étage courant.

On trouve : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} g = 28 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ marche ; } g = 26 \text{ cm pour les autres} \\ h = 16 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ contre - marche ; } h = 14 \text{ cm pour les autres} \\ e = 18 \text{ cm} \end{cases}$

On optera une épaisseur de **18 cm** pour toute les volés.

II.2.4 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (exemple de la figure 2-10).

- Pour la terrasse accessible on prend $H=65\text{cm}$;
- Pour la terrasse inaccessible on prend $H=70\text{cm}$.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Surface des acrotères sont :

$$S_{acce} = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1135\text{m}^2$$

$$S_{inacce} = 15 \times 65 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.1060\text{m}^2$$

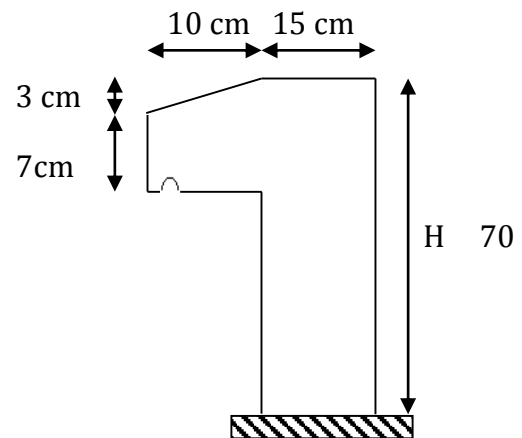


Figure 2- 10 : Schémas de l'acrotère pour la terrasse inaccessible

II.3 Prédimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples, et h_e : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15\text{cm}$
- Pour étage courant $h_e = 2,68\text{ m}$;
- Pour R.D.C. $h_e = 3.88\text{m}$

D'où :

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{cm. pour RDC}$$

$$e \geq \frac{268}{20} = 13.4 \text{ cm. pour (Étages courants)}$$

Soit : **e= 15cm** pour les étage courant

Et : **e=20cm** pour le RDC. De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e . \text{ D'où } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur ≥ 80 cm.

II.3.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

II.3.2.1 Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

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

$$L_{\max} = 4.70 \text{ m}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 47 \text{ cm}$$

Soit : **h= 40 cm et b = 30 cm.**

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

$$\text{conditions suivantes : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

II.3.2.2 Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens $L_{\max} = 4.70$ m donc on adopte les mêmes dimensions que les poutres principales soit : **h = 40 cm b = 30cm**

II.3.3 Les poteaux :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire

II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

Terrasses inaccessible (16+5) :

Tableau 2- 1 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+5)	0.21	3.05
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.68 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Terrasses inaccessible (16+4) :

Tableau 2- 2 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.43 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Terrasses accessible (16+4) :

Tableau 2- 3 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à Corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.81 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Terrasses accessible (16+5) :

Tableau 2- 4 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à Corps creux	0.20	3.05
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 7.06 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible (dernier niveau):

Tableau 2- 5 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 6.72 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Panneau dalle pleine (étage courant):

Tableau 2- 6 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.69 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Plancher dalle pleine pour l'ascenseur :

Tableau 2- 7 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.15	3.75
Total charges permanentes	G = 3.75 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Plancher Etage courant (16+4) :

Tableau 2- 8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.33 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Plancher Etage courant (16+5) :

Tableau 2- 9 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+5)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.21	3.05
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.58 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Dalle pleine (balcon) :

Tableau 2- 10 : Tableau d'évaluation des charges d'un Balcon

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.53 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 kn/m²	

Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :

Tableau 2- 11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

L'acrotère :

Tableau 2- 12 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère

Type	H _{auteur} (cm)	E _{paisseur} (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	70	10	0.7	2.83	1.0	3.54
2	65	10	0.35	2.65	1.0	3

Type 1 : Acrotère terrasse accessible

Type 2 : Acrotère terrasse inaccessible

Les escaliers :

Tableau 2- 13 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4.50	5.67
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m²	6.1	9.42
Total Q KN/m²	2.5	2.5

II.3.3.2 Descente de charge :

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément ;
- la charge de plancher qu'il supporte ;
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Tableau 2- 14 : les sections et le poids des poteaux

Étage	RDC	1,2 et 3 ^{ème}	4, 5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}	9 et 10 ^{ème}	Terrasse
S(cm²)	55x60	50x55	45x50	40x45	35x40	30x35
G₀(KN)	33,66	19,8	16,2	12,6	10,08	7,56

Hauteur libre du poteau : $\begin{cases} \text{he} = 4,08\text{m} & \text{pour Le RDC} \\ \text{he} = 2,88\text{m} & \text{pour les autres niveaux} \end{cases}$

Poids propres des poutres : $G_{\text{poutre}} = (0.3 \times 0.4 \times 25 \times L) = 3L$

L=étant la longueur de la poutre.

Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :

1) RDC, 1,2 et 3^{ème} étage :

$$S = (0,375 \times 2,16) + (0,66 \times (1,5 - 0,375)) + (1,5 - 0,375) \times 1,5 / 2 = 2,39 \text{ m}^2$$

2) 4^{ème} étage :

$$SDP = 2,39 \text{ m}^2 ;$$

$$S_{\text{pali}} = (1,75 \times 1,6) = 2,8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{villé}} = (1,6 \times 0,6) = 0,96 \text{ m}^2 ;$$

3) 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1,25 \times 1,8) + (2,35 \times 0,375) = 3,131 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = 0,375 \times 1,8 = 0,675 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (1,25 + 0,35) \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{villé}} = (1,25 + 0,35) \times 0,6 = 0,96 \text{ m}^2$$

4) Les surface afférentes 9^{ème} et 10^{ème} étage :

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1,25 \times 1,8) + (1,7 \times 2,1) = 5,82 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = 0,4 \times 2,1 = 0,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (1,25 + 0,35) \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{villé}} = (1,25 + 0,35) \times 0,6 = 0,96 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = 1,8 \times 0,8 = 1,44 \text{ m}^2$$

5) La surface afférente terrasse accessible :

$$S_{\text{dalle pleine}} = 1,6 \times 1,8 = 2,88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = 2,35 \times 2,1 = 4,935 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (1,25 + 0,35) \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{villé}} = (1,25 + 0,35) \times 0,6 = 0,96 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = 1,4 \times 0,8 = 1,12 \text{ m}^2$$

6) La surface afférente terrasse inaccessible :

$$S_{\text{dalle pleine}} = 1,6 \times 1,8 = 2,88 \text{ m}^2$$

$$S_{pcc} = 2.35 * 1.6 = 3.76 \text{ m}^2.$$

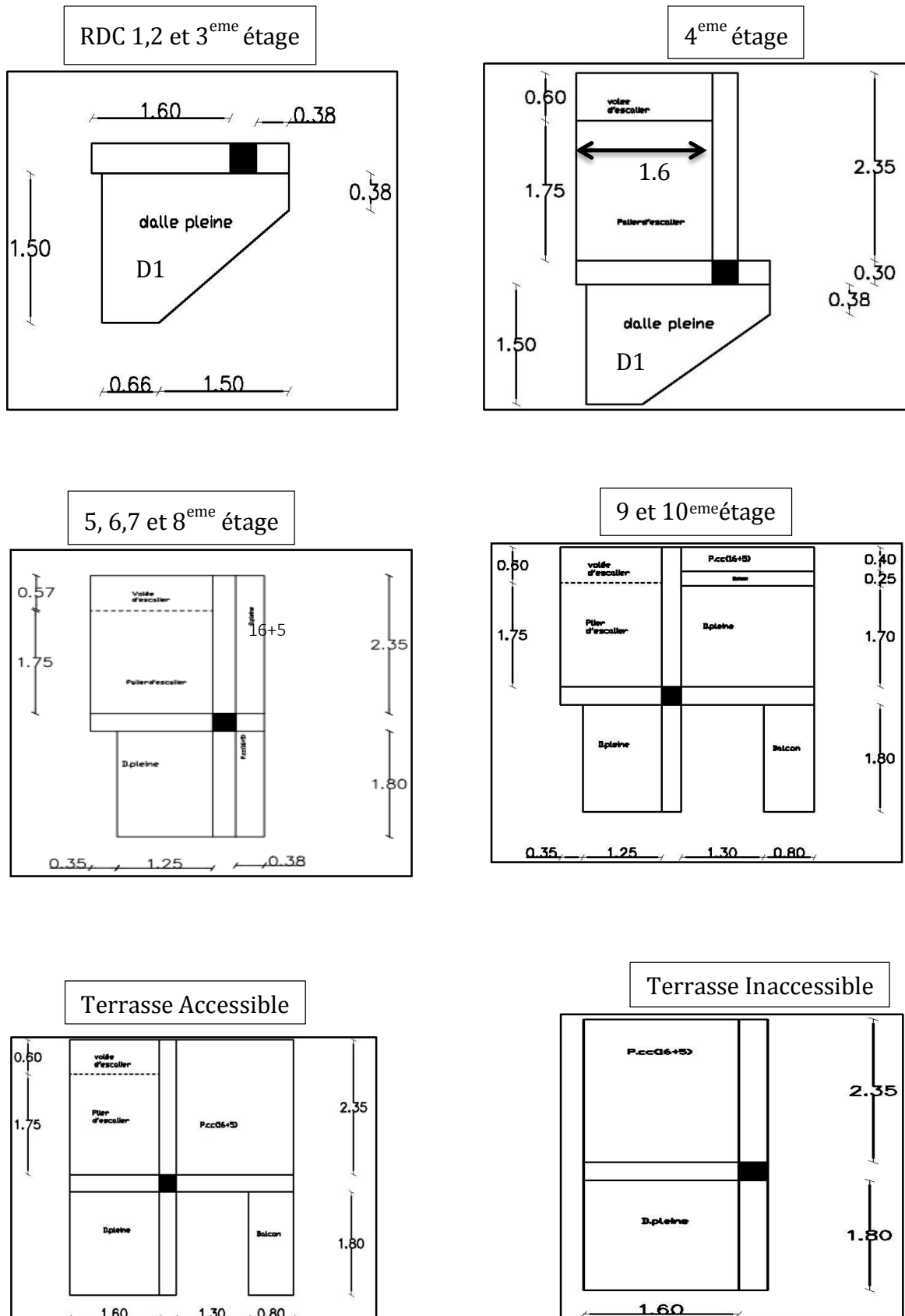


Figure 2- 11 : les surfaces afférentes du poteau le plus sollicité

La loi de dégression :

- Calcule des charges d'exploitation pour chaque étage :

$$Q = q \times S_{\text{afférente}}$$

- 1) Plancher Terrasse inaccessible (16+4) :

$$Q_0 = 4.45 \times 1 + 2.88 \times 1 + 3.76 \times 1 + 1.6 \times 0.3 \times 1 = 11.57 \text{ KN.}$$

- 2) Plancher terrasse accessible (16+5) :

$$Q_1 = 2.65 \times 1.6 \times 2.5 + 1.8 \times 1.6 \times 1.5 + 1.4 \times 0.8 \times 3.5 + 2.35 \times 2.1 \times 1.5 + 2.1 \times 1 = 28.34 \text{ KN.}$$

- 3) Plancher étage courants (16+5), (étage 9 et 10) :

$$Q_2 = 2.65 \times 1.6 \times 2.5 + 1.25 \times 1.8 \times 1.5 + 1.75 \times 2.1 \times 1.5 + 0.6 \times 2.1 \times 1.5 + 1.4 \times 0.8 \times 3.5 = 25.29 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 25.29 \text{ KN.}$$

- 4) Plancher étage courants (16+5), (étage 8, 7,6 et 5) :

$$Q_4 = 2.65 \times 1.6 \times 2.5 + 0.675 \times 2.35 \times 1.5 + 1.8 \times 0.375 \times 1.5 + 1.25 \times 1.8 \times 1.5 = 17.36 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = 17.36 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = 17.36 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 17.36 \text{ KN.}$$

On majore la charge d'exploitation de 30% de la surface du panneau D1 (Figure2-13) CBA93 on la multipliant par 1.3.

- 5) Plancher étage courants (16+4), (étage 4) :

$$Q_8 = (2.8 + 0.96) \times 2.5 + (2.39 \times 1.5 \times 1.3) + (1.6 \times 0.3 \times 1.5) = 14.78 \text{ KN.}$$

- 6) Plancher étage courant (16+4), (étage 3,2 et 1) :

$$Q_9 = 2.39 \times 1.5 \times 1.3 = 4.66 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = 4.66 \text{ KN.}$$

$$Q_{11} = 4.66 \text{ KN.}$$

Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :

$$N_0 : 11.57 \text{ KN.} \quad \text{(Terrasse inaccessible)}$$

$$N_1 : 11.57 + 28.34 = 39.91 \text{ KN.} \quad \text{(Terrasse accessible)}$$

$$N_2 : 11.57 + 0.95 (28.34 + 25.29) = 62.52 \text{ KN.} \quad \text{(Étage 10)}$$

$$N_3 : 11.57 + 0.9 (28.34 + 2 \times 25.29) = 82.6 \text{ KN.} \quad \text{(Étage 9)}$$

$$N_4 : 11.57 + 0.85 (28.34 + 2 \times 25.29 + 17.36) = 93.41 \text{ KN.} \quad \text{(étage 8)}$$

$$N_5 : 11.57 + 0.8 (28.34 + 2 \times 25.29 + 2 \times 17.36) = 102.48 \text{ KN.} \quad \text{(étage 7)}$$

$$N_6 : 11.57 + 0.75 (28.34 + 2 \times 25.29 + 3 \times 17.36) = 109.82 \text{ KN.} \quad \text{(étage 6)}$$

$$N_7 : 11.57 + 0.71 (28.34 + 2 \times 25.29 + 4 \times 17.36) = 116.91 \text{ KN.} \quad \text{(Étage 5)}$$

$$N_8: 11.57+0.68*(28.34+2*25.29+4*17.36+14.78) = 122.5 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 4})$$

$$N_9: 11.57+0.667*(28.34+2*25.29+4*17.36+14.78+4.66) = 123.5 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 3})$$

$$N_{10}: 11.57+0.65(28.34+2*25.29+4*17.36+14.78+2*4.66) = 123.68 \text{ KN.} \quad (\text{Étage 2})$$

$$N_{11}: 11.57+0.636(28.34+2*25.29+4*17.36+14.78+3*4.66) = 124.22 \text{ KN.} \quad (\text{étage 1})$$

Exemple de Calcul des charges permanentes pour N0 et N1 :

N₀:

$$\text{Plancher T- inaccessible (16+4)} = 6.68*2.35*1.6=24.18$$

$$\text{Dalle plaine} = 6.72*1.8*1.6=19.35$$

$$\text{Acrotère} = 3*4.45 = 13.35$$

$$\text{Poteau (30*35)} = 7.56$$

$$\text{Poutre principale} = 0.3*0.4*25*4.45 = 13.35$$

$$\text{Poutre secondaire} = 0.3*0.4*25*1.6= 4.8$$

N₁ :

$$\text{Plancher T- accessible (16+5)} = 7.06*2.35*2.1= 34.84$$

$$\text{Dalle plaine (20cm)} = 5*1.6*1.8 = 14.4$$

$$\text{Balcon} = 4.35*0.8*1.8 = 6.52$$

$$\text{Escalier (palier+volée)} = (9.42*0.6*1.6)+(6.1*1.75*1.6)= 26.12$$

$$\text{Acrotère} = 3.54*2.1 = 7.43$$

$$\text{Poteau (35*40)} = 10.08$$

$$\text{Poutre principale} = 0.3*0.4*25*4.45=13.35$$

$$\text{Poutre secondaire} = 0.3*0.4*25* 3.36= 11.1$$

$$\text{Cloison double} = 2.80*4.15*2.68 =31.14$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2- 15 : Tableau récapitulatif de la descente de charges

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher-inaccessible (16+4)	24.18	
	Dalle plaine	19.35	
	Acrotère	13.35	
	Poteau (30*35)	7.56	
	Poutre principale	13.35	
	Poutre secondaire	4.8	
	Total	82,59	11,57

N1	G venant de N0	82,59	
	Plancher T- accessible (16+5)	34.84	
	Dalle plaine	13.50	
	Balcon	6.52	
	Escalier (palier+volée)	26.12	
	Acrotère	7.43	
	Poteau (35*40)	10.08	
	Poutre principale	13.35	
	Poutre secondaire	11.1	
	Cloison double	31.14	
	Total	237,57	39,91
N2	G venant de N1	237,57	
	Plancher courant (16+5)	31.13	
	Dalle plaine	10.55	
	Balcon	6.52	
	Escalier (palier + volée)	26.12	
	Poteau (35*40)	10.08	
	Poutre principale	13.35	
	Poutre secondaire	11.1	
	Cloison double	29.26	
	Total	374,78	62,52
N3	G venant de N2	374,78	
	Plancher (16+5)	31.13	
	Dalle plaine	10.55	
	Balcon	6.52	
	Escalier (palier + volée)	26.12	
	Poteau (40*45)	12.6	
	Poutre principale	13.35	
	Poutre secondaire	11.1	
	Cloison double	29.26	
	Total	515,41	82,6
N4	G venant de N3	515,41	
	Plancher (16+5)	11.13	
	Dalle plaine	10.55	
	Escalier (palier + volée)	26,12	
	Poteau (40*45)	12.6	
	Poutre principale	13,35	
	Poutre secondaire	5,93	
	Cloison double	16.32	
	Total	611,41	93,41
N5	G venant de N4	611,41	
	Plancher (16+5)	11.13	
	Dalle plaine	10.55	
	Escalier (palier + volée)	26,12	
	Poteau (45*50)	16.2	
	Poutre principale	13,35	

	Poutre secondaire	5,93	
	Cloison double	16.32	
	Total	711,01	102,48
N6	G venant de N5	711,01	
	Plancher (16+5)	11.13	
	Dalle plaine	10.55	
	Escalier (palier + volée)	26,12	
	Poteau (45*50)	16.2	
	Poutre principale	13,35	
	Poutre secondaire	5,93	
	Cloison double	16.32	
	Total	810,61	109,82
N7	G venant de N6	810,61	
	Plancher (16+5)	4.82	
	Dalle plaine	14.74	
	Escalier (palier + volée)	26,12	
	Poteau (45*50)	16.2	
	Poutre principale	13,35	
	Poutre secondaire	5,93	
	Cloison double	16.32	
	Totale	908,08	116,91
N8	G venant de N7	908,08	
	Dalle plaine	11.20	
	Escalier (palier + volée)	26.12	
	Poteau (50*55)	19.8	
	Poutre principale	/	
	Poutre secondaire	5.7	
	Total	970,90	122.5
N9	G venant de N8	970,90	
	Dalle plaine	11.20	
	Poteau (50*55)	19.8	
	Poutre principale	/	
	Poutre secondaire	/	
Total	1001,90	123.5	
N10	G venant de N9	1001,90	
	Dalle plaine	11.20	
	Poteau (50*55)	19.8	
	Poutre principale	/	
	Poutre secondaire	/	
Total	1032,90	123.68	
N11	G venant de N10	1032,90	
	Dalle plaine	11.20	
	Poteau (55*60)	33.66	
	Poutre principale	/	
	Poutre secondaire	/	
Total	1077,76	124.22	

II.3.3.3 Vérification pour le poteau :

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

$G = 1077,76$ KN et $Q = 124,22$ KN.

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

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

$$N_u = 1.1 \cdot (1.35 \cdot 1077,76 + 1.5 \cdot 124,22)$$

$$N_u = 1805,43 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à la base :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.127 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2$ $B = 0.33 \geq 0.127 \text{ m}^2$Condition vérifiée.

Tableau 2- 16 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	N_u (KN)	Sections (cm ²)	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		observation
			B (m ²)	$B_{\text{calculée}}$ (m ²)	
RDC	1805.43	55*60	0.33	0.127	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	1737.92	50*55	0.275	0.122	vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1541.40	45*50	0.225	0.108	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	1062.45	40*45	0.18	0.074	vérifiée
9 ^{eme} et 10 ^{eme}	659.70	35*40	0.14	0.046	vérifiée
Terrasse	141.73	30*35	0.105	0.010	vérifiée

Vérification au flambement :

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

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

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

On calcule l'élanement : $\lambda = L_f / i$

L_f : Longueur de flambement = $0,7l_0$

L_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

- **Vérification du poteau de RDC :**

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33m^2. \Rightarrow I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 0.99 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.99 \times 10^{-2}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.576}{0.173} = 14.89 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.89}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1805.43 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.10m^2$$

B_r calculée : la section réduite

$$B_r = (55 - 2.5) \times (60 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.3m^2 > 0.10 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau ci dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Tableau 2- 17 : Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition Br > Br calculée		observation
			Br (m ²)	Br calculée (m ²)	
RDC	1805.43	55*60	0.3	0.10	vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1737.92	50*55	0.249	0.096	vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1541.40	45*50	0.201	0.085	vérifié
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	1062.45	40*45	0.159	0.058	vérifié
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	659.70	35*40	0.121	0.036	vérifié
Terrasse	141.73	30*35	0.089	0.007	vérifié

- **Condition de RPA 99 :**

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifié.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

II.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 et secondaires (30,40) cm².
- R.D.C poteaux (55,60) cm².
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage poteaux (50,55) cm²
- 4^{ème} ,5^{ème} 6^{ème} étagepoteaux (45,50) cm².
- 7^{ème}, 8^{ème} étage..... poteaux (40,45) cm².
- 9^{ème}, 10^{ème} étage.....poteaux (35,40) cm².
- 11^{ème} étage, Terrasse accessible..... poteaux(30,35) cm².

Chapitre III

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers :

III.2.1. Les poutrelles des planchers (16+4) :

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

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

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (3-1)

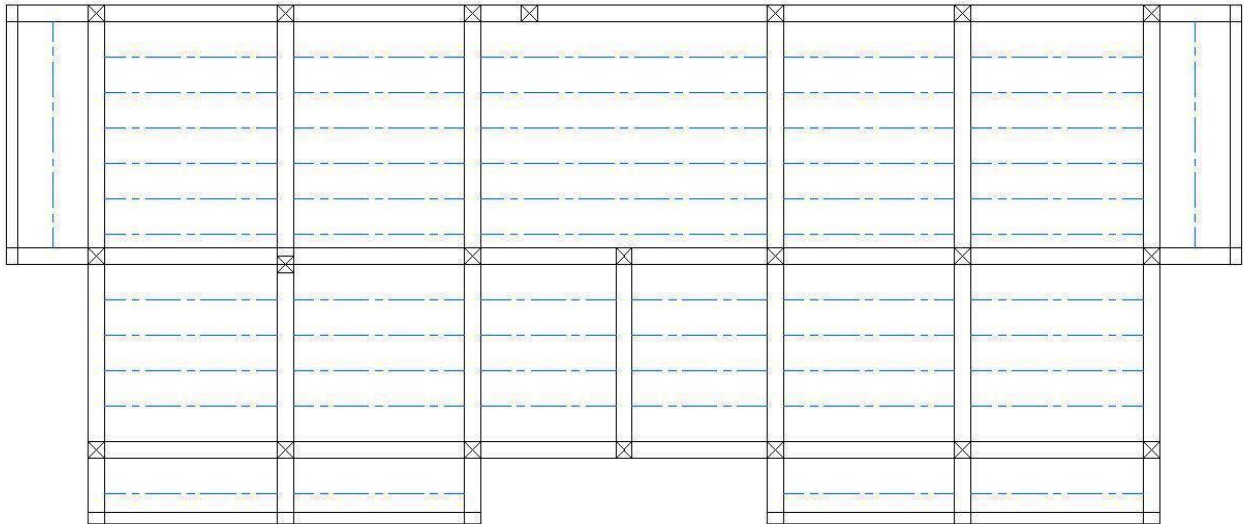
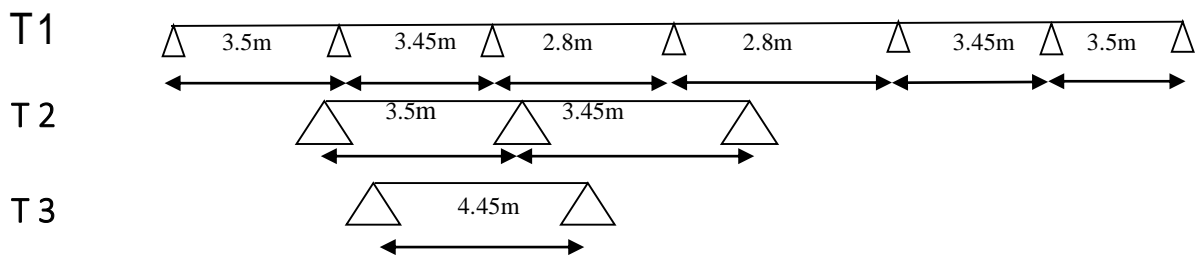


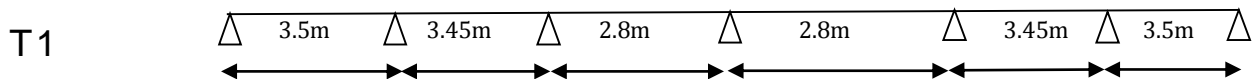
Figure 3- 1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+4

III.2.1.1. Les différents types des poutrelles obtenues sont :

a) Etages courants :



b) Terrasse accessible :



III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des Sollicitations Peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2)

- 1) $G \leq \min(2 \times G, 5KN/m^2)$ Plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les plancher à corps creux.
- 2) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ toutes les travées de nos poutrelles vérifient cette condition.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.2.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.65m$.

Tableau 3- 1 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse accessible	6.81	1.5	11.44	7.44	8.31	5.4
Étages courant	5.33	1.5	9.45	6.14	6.83	4.44

III.2.1.5. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 2 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Poutrelles du plancher étage courant (Type 2) :

a) Calcul à L'ELU :

• **Moment isostatique :**

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.14 \times 3.50^2}{8} = 9.4 KN.m$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{6.14 \times 3.45^2}{8} = 9.14 KN.m$

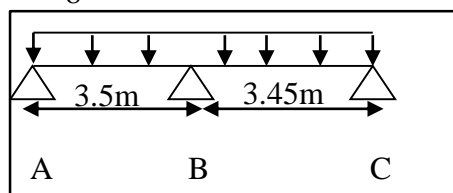


Figure 3- 2 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant

• **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive : $M_A = M_c = 0$

Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 9.4 = -5.64 KN.m$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.33} = 0.22 ; \alpha = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.07 \geq 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.27 \end{cases}$$

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0+5.64}{2} \geq (1.07 \times 9.4) \Rightarrow M_t \geq 7.24 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 9.4 \Rightarrow M_t \geq 5.97 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(7.24; 5.97) \Rightarrow M_t = 7.24 \text{KN.m}$$

Travée B-C : $M_t + \frac{5.64+0}{2} \geq 1.07 \times 9.14 \Rightarrow M_t \geq 6.96 \text{KN.m}$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 9.14 \Rightarrow M_t \geq 5.8 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(6.96; 5.8) \Rightarrow M_t = 6.96 \text{KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considéré égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{Pu * l_i}{2}$ sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} = \frac{6.14 \times 3.5}{2} \Rightarrow V_A = 10.74 \text{KN.}$$

$$V_B = -1.15 \frac{Pu \times l_{AB}}{2} = -1.15 \frac{6.14 \times 3.5}{2} \Rightarrow V_B = -12.36 \text{KN.}$$

Travée B-C :

$$V_C = -\frac{Pu \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.14 \times 3.45}{2} \Rightarrow V_C = -10.6 \text{KN.}$$

$$V_B = 1.15 \frac{Pu \times l_{BC}}{2} = 1.15 \frac{6.14 \times 3.45}{2} \Rightarrow V_B = 12.18 \text{KN.}$$

Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:

Les sollicitations obtenues à L' ELU et L' ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Plancher terrasse accessible :

TYPE 01 :

Tableau 3- 2 : Les sollicitations de la poutrelle type 1 (Plancher terrasse accessible)

Tra v	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.5	7.44	5.4	11.39	8.27	0	0	-5.7	-4.14	9.16	6.65	13.02	-14.32
B-C	3.45	7.44	5.4	11.07	8.04	-5.70	-4.14	-4.43	-3.22	6.61	4.80	14.11	-12.83

C-D	2.8	7.44	5.4	7.29	5.29	-4.43	-3.22	-2.92	-2.12	4.01	2.91	10.41	-10.41
D-E	2.8	7.44	5.4	7.29	5.29	-2.92	-2.12	-4.43	-3.22	4.01	2.91	10.41	-10.41
E-F	3.45	7.44	5.4	11.07	8.04	-4.43	-3.22	-5.7	-4.14	6.61	4.80	12.83	-14.11
F-G	3.5	7.44	5.4	11.39	8.27	-5.7	-4.14	0	0	9.16	6.65	14.32	-13.02

Étage courant :

TYPE 01 :

Tableau 3- 3 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)

Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.5	6.14	4.44	9.4	6.80	0	0	-4.7	-3.40	7.67	5.55	10.74	-11.82
B-C	3.45	6.14	4.44	9.13	6.61	-4.7	-3.40	-3.65	-2.64	5.56	4.03	11.65	-10.59
C-D	2.8	6.14	4.44	6.02	4.35	-3.65	-2.64	-2.41	-1.74	3.39	2.45	8.60	-8.60
D-E	2.8	6.14	4.44	6.02	4.35	-2.41	-1.74	-3.65	-2.64	3.39	2.45	8.60	-8.60
E-F	3.45	6.14	4.44	9.13	6.61	-3.65	-2.64	-4.70	-3.40	5.56	4.03	10.59	-11.65
F-G	3.5	6.14	4.44	9.40	6.80	-4.70	-3.40	0	0	7.67	5.55	11.82	-10.74

TYPE 02:

Tableau 3- 4 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2

Trav	L (m)	P(KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	3.5	6.14	4.44	9.4	6.8	0	0	-5.64	-4.08	7.24	5.24	10.74	-12.36
B-C	3.45	6.14	4.44	9.14	6.61	-5.64	-4.08	0	0	6.96	5.03	12.18	-10.6

TYPE 03 :

Tableau 3- 5 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (étage habitation)

Travée	L(m)	P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	4.45	6.14	4.44	15.20	10.99	0	0	0	0	15.20	10.99	13.66	-13.66

III.2.1.6. Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :

- Planchers à usage d'habitation : plancher (16+4)

Tableau 3- 6 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M _a ^{max}	M _t ^{max}	V _{max}	M _a ^{max}	M _t ^{max}
Type 1	4.7	7.67	11.82	3.40	5.55
Type 2	5.64	7.24	12.36	4.08	5.24
Type 3	00	15.20	13.66	00	10.99

- Plancher Terrasse accessible : plancher (16+4) :

Tableau 3- 7 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max}	M_t^{max}	V^{max}	M_a^{max}	M_t^{max}
Type 1	5.70	9.16	14.32	4.14	6.65

III.2.1.7. La sollicitation maximale (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage :

Tableau 3- 8 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU				ELS	
	$M_t^{max}(KNm)$	$M_a^{max}(KNm)$	$V_u^{max}(KN)$	$M_{a\text{rive}}(KNm)$	$M_t^{max}(KNm)$	$M_a^{max}(KNm)$
Etage courant	15.20	-5.64	13.66	-2.28	10.99	-4.08
Terrasse accessible	9.16	-5.70	14.32	1.71	6.65	-4.14

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles :

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

III.2.1.9. Le dimensionnement des poutrelles :

$h_t = 20 \text{ cm}$; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (8 \text{ à } 12)$
 On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents Poutrelles, ($L_y = 2.8 - 0.3 = 2.5\text{m}$).

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{250}{10} \right]; \text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{250}{10} \right] = 25 \text{ cm}$$

On adopt: $b_1 = 25 \text{ cm}$.

$$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 60 \text{ cm}$** .

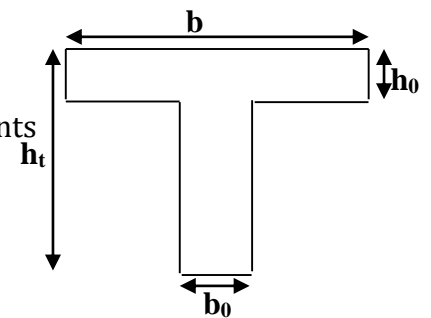


Figure 3- 3 : schéma d'une poutrelle

III.2.1.10. Calcul des armatures longitudinales :

- Plancher étage d'habitation
- Calcul à l'ELU :

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d = 0.9h$.

Si : $M_u \leq M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc

la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b * h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 54.53 \text{KN.m}$$

On à $M_t^{\max} = 15.20 \text{KN.m}$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.20 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.055 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$.

$\mu_{bu} = 0.055 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.071$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.071) = 0.175 \text{m}$.

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{15.20 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} \Rightarrow A_{tr} = 2.51 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.5 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2 \Rightarrow (A_{\min} = 1.30 \text{cm}^2) < A_{tr}$$

On opte pour : $A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{cm}^2$.

2- En appuis :

2.1. Appuis intermédiaires : $M_a^{\max} = -5.64 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.64 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.122 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A $\Rightarrow \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$

$\mu_{bu} = 0.122 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée ;

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.163$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.163) = 0.168 \text{m}$.

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{5.64 \times 10^{-3}}{348 \times 0.168} \Rightarrow A_a = 9.647 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.965 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.174 \times 10^{-5} \text{m}^2 \Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 1.63 \text{cm}^2$

2.2. Appui de rive :

L'appui de rive est ferrailé avec un moment $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow M_a^{rive} = -0,15M_0 = -2,28KN.m \\ \Rightarrow A_a^{rive} = 0,374cm^2 \end{array} \right.$

On opte pour : $A_{rive} = 1HA12 = 1.13 cm^2$.

- Vérification à l'ELU :

a-Cisaillement :

$$V_{max}=13.66KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{13.66 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.76MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u. \quad \text{Vérifier.} \end{array} \right.$$

b- Calcul des armatures transversales :

$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71mm$; On adopte un étrier $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\emptyset 6 = 0.56cm^2$.

c- Les espacements :

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ CBA.ArtA.5.1.2.3} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.10(0.76 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0.69m$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} \Rightarrow S_t \leq 0.56m$$

On prend $S_t = 15cm$.

d- Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(13,66 \times 10^{-3} - \frac{5,64 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400}$$

$$\Rightarrow A \geq -6,082 \times 10^{-5} m^2 = -0,608 cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

2. Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_u = 0KN.m$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{13.66 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.393 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow (A_l = 3.84 cm^2) \geq 0.393 cm^2 \dots \dots \text{Vérifié}$$

e- Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 * d * b * h_0} = \frac{13.66 \times 10^{-3} \left((0.60 - 0.10) / 2 \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.878 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.878 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

a. État limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

En travée : $M_t^{\max} = 10.99 \text{ KN.m}$

-) Position de l'axe neutre y :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.60 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (60 - 10) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(60 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.05] = 0$$

$$10y^2 + 491.5y - 2447 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.56 \text{ cm}$$

-) Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.56^3}{3} + (60 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (60 - 10) \times 4 \times \left(4.56 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.56)^2 \Rightarrow I = 10157.44 \text{ cm}^4$$

-) Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.99 \times 10^{-3}}{10157.44 \times 10^{-8}} \times 0.0456 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.93 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié (BAEL E.III.2)}$

En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{\max} = -4.08 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 1.57 \times y) - (15 \times 1.57 \times 18) = 0$$

$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 7.15 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.15)^3 + (15 \times 1.57) \times (18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.08 \times 10^{-3}}{3990.8 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 7.31 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

b. Etat limite de déformation :

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

- Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type trois du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur le (tableau 3-11).

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{0.2}{4.45} \leq \frac{10.99}{15 \times 10.99} \Rightarrow 0.045 \leq 0.066 \end{cases}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{445}{500} = 0,89cm$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82KN / m \Rightarrow$ si La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.46KN / m \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.43KN / m \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

- Poutrelle isostatique $M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.82 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.51 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.46 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 8.56 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.43 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11 \text{KN.m}$$

1. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.56 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 10157.44 \text{ cm}^4$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (60 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (60 - 10) 4 + 15(3.05 + 0)}$$

$y_G = 7.23 \text{ cm}$

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

$$I_0 = \frac{60}{3} (7.23)^3 + 10 \frac{(20 - 7.23)^3}{3} - (60 - 10) \frac{(7.23 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (18 - 7.23)^2 + 0]$$

$I_0 = 19245.17 \text{ cm}^2$

2. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.51 \times (0.18 - 0.0456) \times 10^{-3}}{10157.44 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 89.51 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.56 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{10157.44 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 170.2 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{11 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0456)}{10157.44 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 218.32 \text{Mpa}$$

3. Inerties fictifs (I_f) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.5 \quad \text{..... Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.00 \quad \text{..... Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 89.51 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.55$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 170.2 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.73$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 218.32 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.78$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.55)} \Rightarrow I_{ij} = 8913.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{ig} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.73)} \Rightarrow I_{ig} = 7493.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.78)} \Rightarrow I_{ip} = 7176.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (1 \times 0.73)} \Rightarrow I_{vg} = 12236.81 \text{ cm}^4$$

4. Calcul des flèches :

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

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{4.51 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 8913.55 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0031 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8.56 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 7493.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.007 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 7176.2 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0094 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8.56 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 10721.4 \times 12236.81 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0129 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0129 - 0.0031 + 0.0094 - 0.007$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0.0122 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.22 \text{ cm} \geq f_{adm} = 0.89 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section d'armature, on adopte une section $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$; $A'_s = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3HA14$; $A'_s = 1HA12$ seulement pour la poutrelle type trois (3). On a trouvé que $\Delta f = 0.88 \text{ cm} < f_{adm} = 0.89 \text{ cm}$.

Et on garde la section $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$ pour les autre type.

III.2.1.11. Le résumé des ferrillages de tous les poutrelles:

Tableau 3- 9 : résumé de ferrailage des poutrelles

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage courant	travée	15.20	0.055	0.071	17.5	2.49	1.3	2HA12+1HA10 =3.05
	Appuis interm	5.64	0.122	0.164	16.8	0.96	0.22	2HA10=1.57
	Appuis de rive	2.28	0.049	0.063	17.5	0.37	0.22	1HA10=0.79
Terrasse accessible	travée	9.16	0.033	0.042	17.7	1.48	1.3	2HA10+1HA8= 2.07
	Appuis interm	5.70	0.124	0.166	16.8	0.97	0.22	2HA10=1.57
	Appuis de rive	1.71	0.037	0.047	17.66	0.28	0.22	1HA10=0.79

III.2.1.12. Vérifications des contraintes à ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Tableau 3- 10 : Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui					Obs.
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M _a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	
Etage Habitation	10.99	4.56	10157.4	4.93	4.08	7.15	3990.8	7.31	15	Vérifie
Terrasse accessible	6.65	3.83	7358	3.5	4.14	7.15	3990.8	7.42	15	Vérifie

b) Etat limite de déformation pour les autres types de poutrelles :

Vérification de la flèche pour les poutrelles type 2 étage courant et type 1 terrasse accessible sont exposée dans le (tableau 3.11).

Tableau 3- 11 : Vérification des états limite de déformation"

Poutre	q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{fj} (cm ⁴)	σ_j (MPa)	μ_j	f _{ji} (mm)
Type1	1.82	2,23	9610.5	64,4	0,27	0,88
Type2	1.82	2.15	12800	42.67	0.26	0.64
	q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{fg} (cm ⁴)	σ_g (MPa)	μ_g	f _{gi} (mm)
Type1	4.43	5,43	5989.6	156,76	0,60	3.45
Type2	3.46	4.08	9285.8	81.17	0.52	1.67
	q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{fp} (cm ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f _{pi} (mm)
Type1	4.44	6,62	5623.5	191.09	0,66	4.48
Type2	5.40	5.24	8523.4	104.09	0.6	2.34

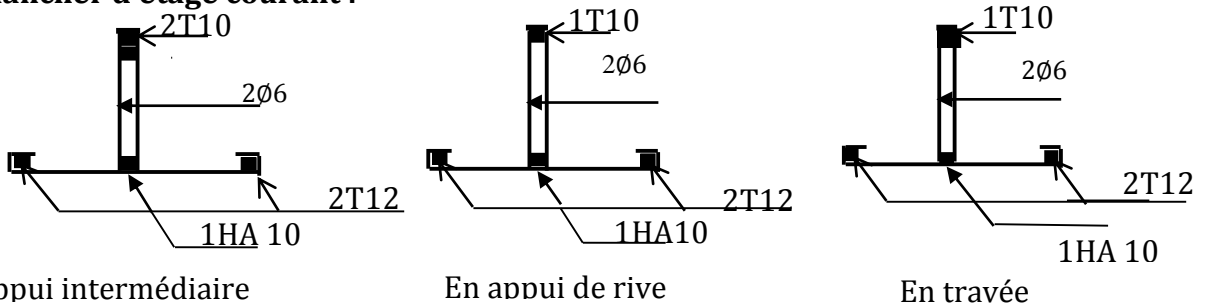
	q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
Type1	4.43	5,43	10206	156,76	0,60	6.07
Type2	3.46	4.08	14002	81.17	0.52	3.33

Type1: $\Delta f = 6.22mm < f_{adm} = 7mm$

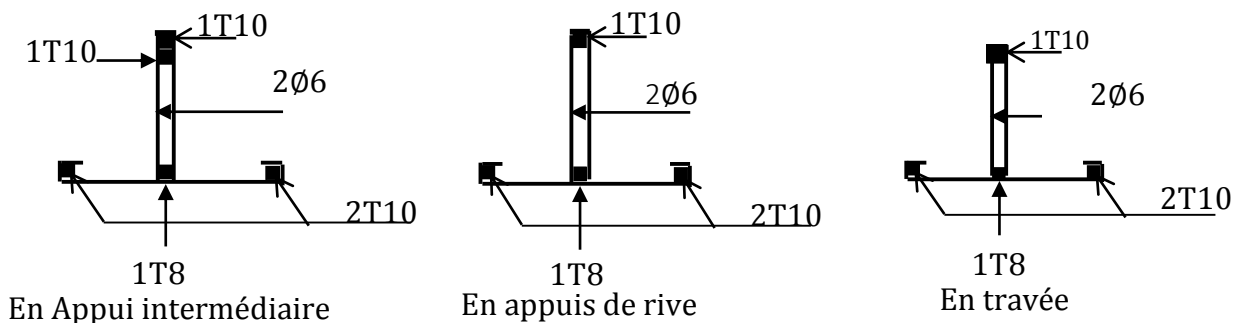
Type2: $\Delta f = 3.36mm < f_{adm} = 7mm$

III.2.1.13. Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+4) :

a) Plancher d'étage courant :



b) Planchers terrasse accessible :



c) Ferrailage de la poutrelle type 3 plancher étage courant :

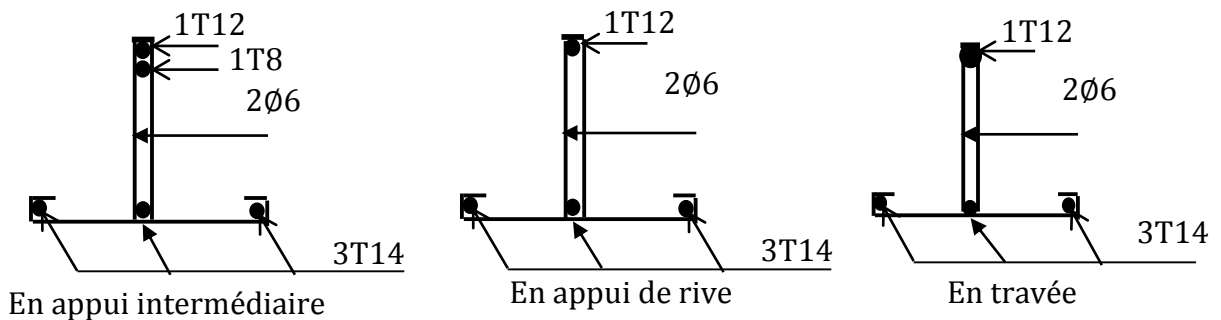


Figure 3- 4 : schémas de ferrailage des poutrelles du plancher (16+4)

III.2.1.14. Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (St = 20cm) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles** $A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0.65/2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$; choisit : $4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$; (St = 25) $\leq 30\text{cm}$c'est vérifiée.

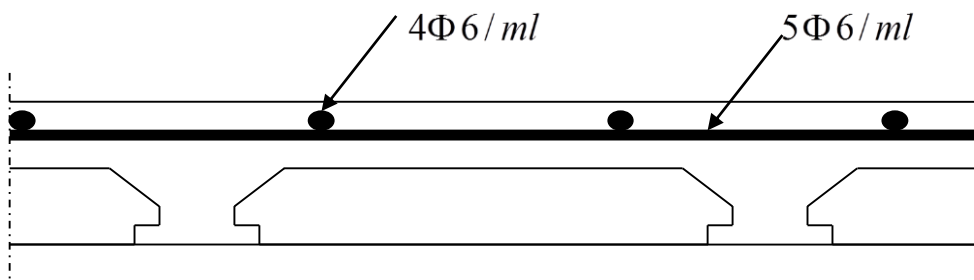


Figure 3- 5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles des plancher (16+5) :

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment à partir de l'étage 5 et montré sur la figure (3-6)

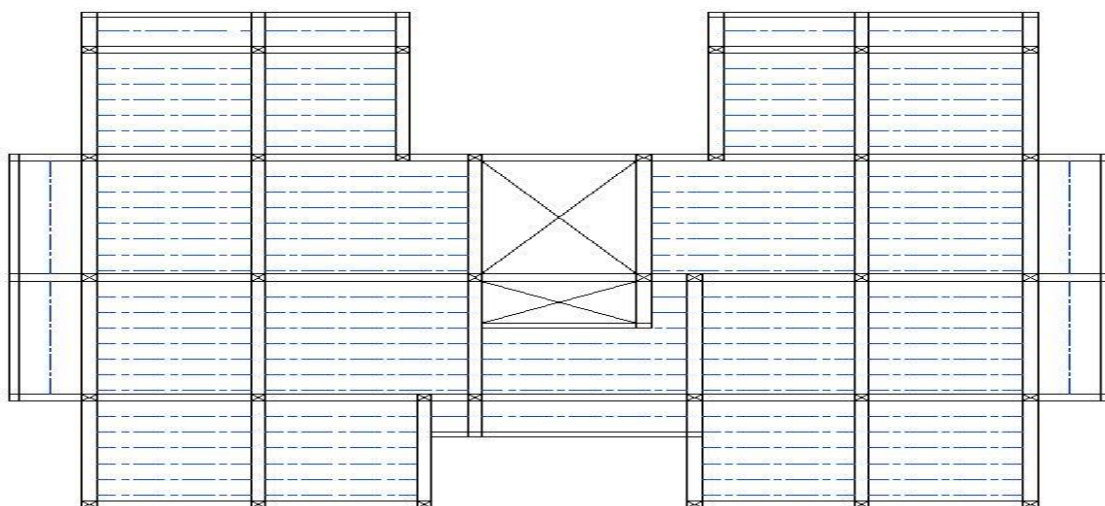
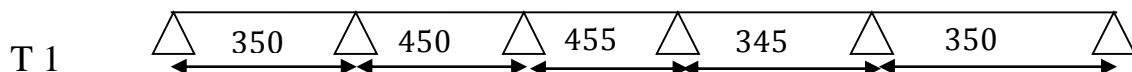
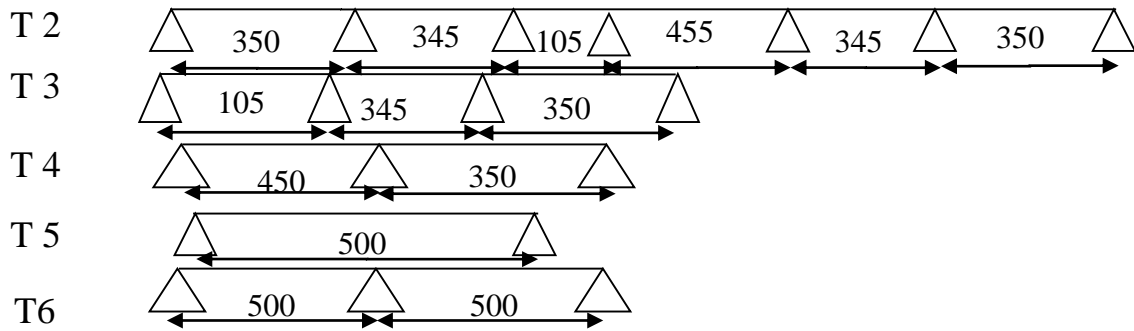
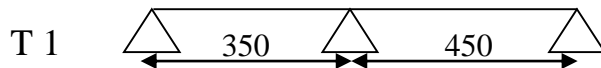


Figure 3- 6 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+5
Etages courants :

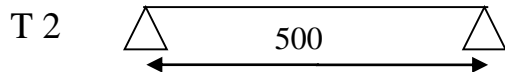
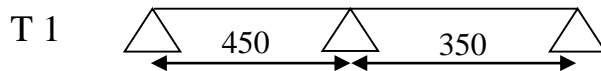




Terrasse inaccessible :



Terrasse accessible :



La poutrelle reprend la charge sur une distance $\ell_o=0.65m$.

Tableau 3- 12 : les différentes charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	7.06	1.5	11.78	7.65	8.56	5.56
Terrasse inaccessible	6.68	1	10.51	6.83	7.68	4.99
Etages courant	5.58	1.5	9.78	6.35	7.08	4.60

III.2.2.1. Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fait pour la poutrelle T2, les autres résultats seront résumer dans des tableaux.

- dans la poutrelle T2 le rapport $\frac{l_i}{l_i + 1} = \left(\frac{1.05}{4.55}\right) \notin 0.8; 1.25$ ce qui implique que la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, cependant on applique la méthode de Caquot minorée.

Pour le calcul des moments aux appuis la charge G est remplacé par G' tel que

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = \frac{2}{3}5.58 = 3.72 \text{ KN/m}^2 ; \begin{cases} q_u = 1.35G' + 1.5Q = 7.27 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G' + Q = 5.22 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

La charge sur la poutrelle: $\begin{cases} P_u = 7.27 \times 0.65 = 4.72 \text{ KN/m} \\ P_s = 5.22 \times 0.65 = 3.39 \text{ KN/m} \end{cases}$

Calcul des moments :

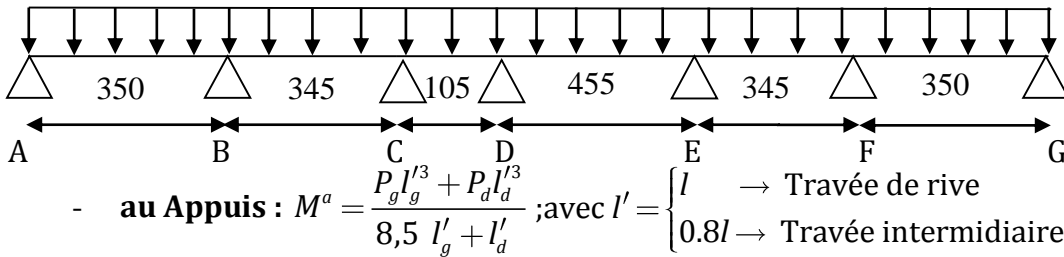


Tableau 3- 13 : les moments aux appuis de la poutrelle type2

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	
I'_g	/	3.5	2.76	0.84	3.64	2.76	/	
I'_d	/	2.76	0.84	3.64	2.76	3.5	/	
M_{app} (KNm)	ELU	0	-5.67	-3.33	-6.06	-6.01	-5.67	0
	ELS	0	-4.07	-2.39	-4.346	-4.31	-4.07	0

En travées : pour les moments en travée, on prend G total donc $P_u = 6.35 \text{ KN/m}$
Travée A-B :

$$\text{Le point de moment max : } x = \frac{3,50}{2} - \frac{0 - (-5,67)}{6,35 \times 3,50} \Rightarrow x = 1,49 \text{ m}$$

$$\text{Le moment isostatique max } M_0(x) = \frac{6,35 \times 1,49}{2} \times (3,50 - 1,49) \Rightarrow M_0(x) = 9,53 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment max en travée } M(x) = 9,53 + (-5,67) \times \frac{1,49}{3,50} ; \Rightarrow M(x) = 7,10 \text{ KNm}$$

Tableau 3- 14 : les moments en travées de la poutrelle type2

Travée		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
X(m)		1.49	1.83	0.11	2.27	1.74	2.00
M_t^{\max} (KNm)	ELU	7.1	4.98	-3.29	10.41	6.52	7.1
	ELS	5.15	3.63	-2.36	7.57	2.70	5.20

- **Evaluation des efforts tranchants :** l'effort tranchant est évaluée par l'expression

$$\text{suivante : } V = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6,35 \times 3,50}{2} - \frac{-(-5,67)}{3,50} \Rightarrow V_A = 9,50 \text{ Kn}$$

$$V_B = -\frac{6,35 \times 3,50}{2} - \frac{-(-5,67)}{3,50} \Rightarrow V_B = -12,74 \text{ Kn}$$

Les autres travées sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3- 15 : Calcul de l'effort tranchant

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
V_g (KN)	9.50	11.64	0.74	14.47	11.06	12.74
V_d (KN)	-12.74	-10.29	-5.92	-14.45	-10.87	-9.50

1) Etage courant :

TYPE 01 : Méthode forfaitaire

Tableau 3- 16 : Les sollicitations de la poutrelle type 1 (Plancher étage courant)

Trav	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.5	6.35	4.6	9.72	7.04	0	0	-8.03	-5.82	6.19	4.48	11.1	-12.24
B-C	4.5	6.35	4.6	16.07	11.6	-8.03	-5.82	-6.57	-4.76	9.57	6.93	15.7	-15.74
C-D	4.55	6.35	4.6	16.43	11.9	-6.57	-4.76	-6.57	-4.76	10.68	7.37	14.47	-14.47
D-E	3.45	6.35	4.6	9.44	6.84	-6.57	-4.76	-4.86	-3.52	4.72	3.42	10.97	-12.07
E-F	3.5	6.35	4.6	9.72	7.04	-4.86	-3.52	0	0	7.77	5.63	12.07	-11.13

TYPE 02 Caquot minorée ELU :

Tableau 3- 17 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher étage courant)

Travée	L (m)	p _u (KN/ m)	Pu' (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	6.35	4.72	0	-5.67	7.10	9.50	-12.74
B-C	3.45	6.35	4.72	-5.67	-3.33	4.98	11.64	-10.29
C-D	1.05	6.35	4.72	-3.33	-6.06	-3.29	0.74	-5.92
D-E	4.55	6.35	4.72	-6.06	-6.01	10.41	14.47	-14.45
E-F	3.45	6.35	4.72	-6.01	-5.67	6.52	11.06	-10.87
F-G	3.5	6.35	4.72	-5.67	0	7.10	12.74	-9.50

ELS :

Tableau 3- 18 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 (Plancher étage courant)

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	Ps' (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.5	4.60	3.39	0	-4.07	5.15
B-C	3.45	4.60	3.39	-4.07	-2.39	3.63
C-D	1.05	4.60	3.39	-2.39	-4.35	-2.36
D-E	4.55	4.60	3.39	-4.35	-4.31	7.57
E-F	3.45	4.60	3.39	-4.31	-3.95	2.70
F-G	3.5	4.60	3.39	-3.95	0	5.20

TYPE 03 : Méthode forfaitaire

Tableau 3- 19 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (étage courant)

Trav	L(m)	P(KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.05	6.359	4.602	0,876	0,634	0	0	-4,73	-3,424	0,553	0,401	3,338	12,066
B-C	3.45	6.359	4.602	9,461	6,847	-4,731	-3,42	-4,86	-3,524	5,263	3,808	12,066	12,241
C-D	3.50	6.359	4.602	9,737	7,047	-4,869	-3,52	0	0	7,922	5,733	12,241	-11,13

TYPE 4 : Méthode forfaitaire

Tableau 3- 20 : Les sollicitations de la poutrelle type 4 (étage courant)

	P (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V(KN)
--	-----------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-------

Trav	L (m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	3.5	6.35	4.60	9.72	7.04	0	0	-9.64	-6.98	5.83	4.22	11.13	-12.80
B-C	4.5	6.35	4.60	16.07	11.64	-9.64	-6.98	0	0	12.05	8.73	16.45	-14.31

TYPE5 : Méthode forfaitaire

Tableau 3- 21 : Les sollicitations de la poutrelle type 5, Plancher d'étage (16+5)

		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
Trav	L (m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5	6.35	4.60	19.84	14.37	0	0	0	0	19.84	14.37	15.87	-15.87

TYPE6 :

Tableau 3- 22 : Les sollicitations de la poutrelle type 6, Plancher d'étage (16+5)

		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
Trv	L(m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	6.35	4.6	19,87	14,381	0	0	-11,92	-8,629	15,174	10,981	15,898	-18,28
B-C	4.5	6.35	4.6	19,87	14,381	-11,92	-8,629	0	0	15,174	10,981	18,282	-15,89

2) Terrasse inaccessible :

Type 1 :

Tableau 3- 23 : Les sollicitations de la poutrelle type 1, Plancher terrasse inaccessible (16+5)

		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
Trv	L(m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	3.5	6.83	4.99	10.45	7.64	0	0	-10.37	-7.57	6.27	4.58	11.96	-13.76
B-C	4.5	6.83	4.99	17.28	12.63	-10.37	-7.57	0	0	12.96	9.47	17.69	-15.38

3) Terrasse accessible :

Type1 : Méthode forfaitaire

Tableau 3- 24 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1, Plancher terrasse accessible

		P(KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
Trv	L (m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	3.5	7.65	5.56	11.71	8.51	0	0	-11.61	-8.44	7.02	5.10	11.96	-13.76
B-C	4.5	7.65	5.56	19.36	14.07	-11.61	-8.44	0	0	14.52	10.55	17.69	-15.38

Type2 :

Tableau 3- 25 : Les sollicitations de la poutrelle type 2 (terrasse accessible)

		P(KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V(KN)	
Trav	L (m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	5	7.65	5.56	23.90	17.37	0	0	0	0	23.90	17.37	19.12	-19.12

III.2.2.2. Ferrailage des poutrelles (plancher 16+5) :

1. Dimensionnement des poutrelles :

$$h_t = 21\text{cm.}$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$. ($L_x=55\text{cm}; L_y = 75\text{cm}$); $\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{75}{10} \right]$


On adopte : $b_1 = 7.5 \text{ cm}$.

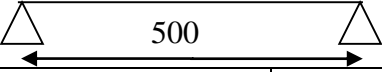
$b = 2 \cdot b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 7,5 + 10 = 25\text{cm}$

Soit : **$b = 25\text{cm}$** .

2. Les sollicitations maximales :

Tableau 3- 26 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Type (6): 						
Poutrelles	ELU				ELS	
	M_t^{\max} KNm	M_a^{\max} KNm	V_u^{\max} KN	KNm $M_{a\text{rive}}$	M_t^{\max} KNm	M_a^{\max} KNm
Etage courant	15,174	-11,92	18,282	-2.98	10,981	-8,629

Type (5): 					
Poutrelles	ELU			ELS	
	M_t^{\max} KNm	M_a^{\max} KNm	V_u^{\max} KN	M_t^{\max} KNm	KNm M_a^{\max}
Etage courant	19.84	-2.97	15.87	14.37	-2.15
Terrasse accessible	23.90	-3.58	19.12	17.37	-2.60

3. Ferrailage des poutrelles

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

4. Le résumé des ferrillages de tous les poutrelles plancher (16+5):

Tableau 3- 27 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.(plancher 16+4)

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Etage courant type 6	travée	15.174	0.118	0.158	17.80	2.45	0.23	3HA12=3.39
	Appuis interm	11.923	0.233	0.336	16.44	2.085	0.23	1HA14+1HA10=2.32
	Appuis de rive	2.98	0.058	0.075	18.43	0.465	0.23	1HA10=0.79
Terrasse accessible 5m type 2	travée	23.90	0,1869	0,260	17.02	4.037	0.23	2HA14+1HA12=4.21
	Appuis de rive	3.58	0.028	0.035	18.73	0.54	0.23	1HA10=0.79

III.2.2.3. Vérification à l'ELU :

Terrasse accessible (type 1) :

a-Cisaillement

$$V_{\max} = 19.81\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.81 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.19} \Rightarrow \tau_u = 1.04\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

b-calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{mm.}$$

On adopte un étrier avec $A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{cm}^2$.

c- Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{cm}$

d- Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(19.81 \times 10^{-3} - \frac{11.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq 1.38 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$\Rightarrow A_l \geq -1.38 \text{cm}^2$ Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

2. Au niveau de l'appui de rive :

On a : $M_u = 0 \text{KN.m}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{19.81 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.57 \times 10^{-4} \text{m}^2 \Rightarrow (A_l = 0.79 \text{cm}^2) \geq 0.57 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifié}$$

e-Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 * d * b * h_0} = \frac{19.81 \times 10^{-3} \left((0.25 - 0.10) / 2 \right)}{0.9 \times 0.19 \times 0.25 \times 0.05} = 1.853 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 1.853 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

III.2.2.4. Vérifications des contraintes à ELS :

a) Etat limite de compression de béton

Tableau 3- 28 : Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observatio
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	M_a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	
Etage courant Type6	10.981	7.14	10137	7.7	8.53	8.53	5884	12.5	Vérifié
Terrasse Accessible Type 2	17.37	5.00	14057	6.20	2.60	3	3650	2.1	Vérifié

b) Etat limite de déformation :

$$\text{Poutrelle Type6: } h = 0.21 < \frac{10.981 \times 5}{15 \times 14.381} = 0.25$$

$$\text{Poutrelle Type 2: } h = 0.21 < \frac{17.37 \times 5}{15 \times 17.37} = 0.33$$

La première condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

Tableau 3- 29 : Vérification des états limite de déformation

Poutre	q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	I_{f_j} (cm ⁴)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
Type6	1.98	4.76	8916.6	84.31	0.54	4.15
Type2	1.98	6.19	9781.1	89.23	0.63	4.91
	q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	I_{f_g} (cm ⁴)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
Type6	3.62	8.71	7700.8	154.14	0.72	8.79
Type2	4.59	14.34	8555.9	206.87	0.82	13.03
	q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	I_{f_p} (cm ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
Type6	4.60	11.07	7396.6	195.87	0.77	11.63
Type2	5.56	17.37	8395	250.59	0.85	16.08
	q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
Type6	3.62	8.71	11699	154.14	0.72	17.36
Type2	4.59	14.34	12752	206.87	0.82	26.22

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Type6: } \Delta f = 16.04 \text{ mm} > 10 \text{ mm} \\ \text{Type2: } \Delta f = 24.36 > 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La flèche n'est pas vérifiée pour le type 2 de la terrasse accessible même si on augmente la section d'acier la flèche reste inférieure à la flèche admissible. Ce qui nous conduit à calculer tout le panneau comme étant une dalle pleine sur trois appuis.

Pour le type6 la flèche sera vérifiée seulement si on prend la section d'acier $A_s = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}16 = 5.09 \text{ cm}^2$ plus $A'_s = 1\text{H}12 = 1.13 \text{ cm}^2$ et nous aurons:
 $\Delta f = 0.98 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm}$

III.2.2.5. Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+5) :

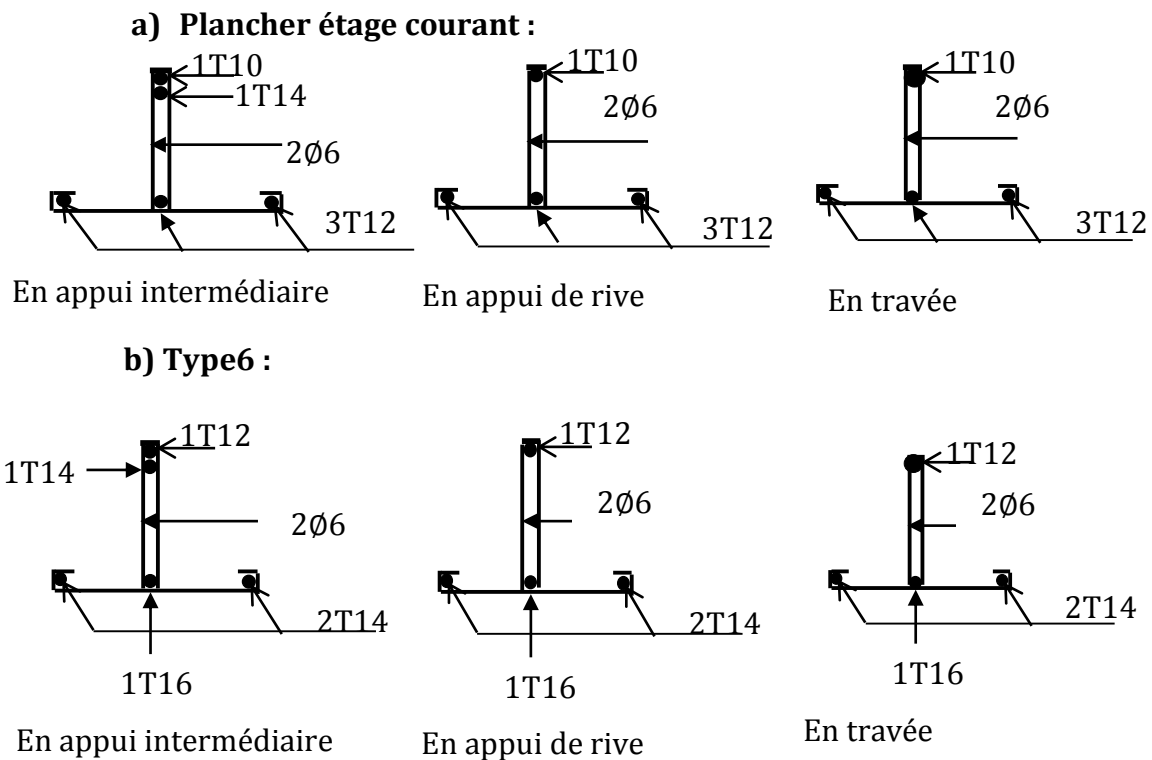


Figure 3- 7 : schémas de ferrailage des poutrelles du plancher 16+5

III.3. Etude de la poutre de chaînage :

III.3.1. Dimensionnement :

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre projet la poutre sert d'appui pour le cloison double, Alors on prend $b = 25\text{cm}$; $h=30\text{cm}$.

III.3.2. Calcul à l'ÉLU :

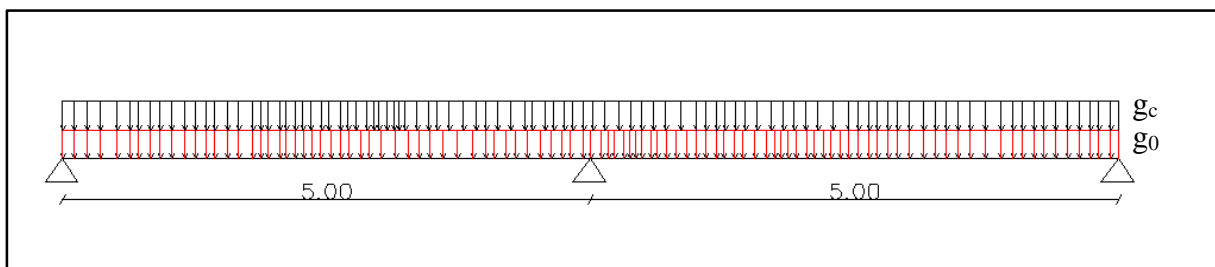


Figure 3- 8 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

$$\begin{cases} P_{ptr} = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 \text{KN} / \text{ml} \\ P_{cloison} = 2.8 \times 0.25 = 0.7 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

$$q_u = 1.35(1.875 + 0.7) = 3.476 \text{ KN / ml}$$

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode de Caquot minoré(FN). Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats sont illustrés dans le tableau (3.30) :

Tableau 3- 30 : Calcul des moments et ferrailage correspondant :

	M(KN.m)	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	5,098	0,2761	0,845	2HA10=1.57
En appuis	-6,818	0,2761	0,5935	2HA10=1.57

III.3.2.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 10,054 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,143 \text{ MPa}$$

$$FN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ vérifier}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.25 \times 0.28 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2) < A_s$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 0.85$$

On opte pour $A_t = 2\Phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

III.3.2.2. Espacement :

D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_t \leq 40.4 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau - 0.3 \times f_{c28})} \rightarrow S_t \leq 0 \text{ car } (\tau_u = 0.143 \text{ MPa}) \\ d'ou \quad S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.3.3. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier σ_{bc} de compression dans le béton et σ_{st} de traction dans l'acier. Les résultats sont dans le tableau 3.31

Tableau 3- 31 : Calcul des contraintes.

Moment(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
5,72	6,38	13172	2,8	15	Vérifier	141	201.63	vérifier

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.06 > \frac{1}{16} = 0.0625;$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche :

Tableau 3- 32 : illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

f_g^i (mm)	f_g^v (mm)	f_j^i (mm)	f_p^i (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
0,6663	1,999	0,4853	0,6663	1,513	10	vérifier

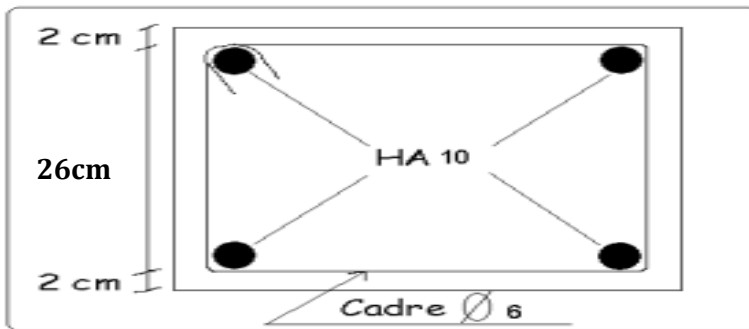


Figure 3- 9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. Etudes des dalles pleines :

III.4.1. Dalle sur deux appuis (Balcon):

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.28} = 0.657 \Rightarrow \rho \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

$L_y=2.28$

III.4.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G=4.68 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;
 $q_u=11.57 \text{ KN/m}^2$;

$$\rho=0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0751 \times 11.57 \times (1.5)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.95 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3613 \times 1.95 \Rightarrow M_0^y = 0.7 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

-En travée :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.66 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.6 \text{ KNm} \end{cases}$$

- En appui :
$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.97 \text{ KNm}$$

III.4.1.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : $b=100 \text{ cm}$; $h=12 \text{ cm}$; $c=3 \text{ cm}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$; $d=9 \text{ cm}$

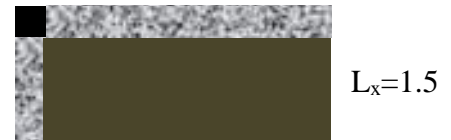


Figure 3- 10 : dalle pleine sur 2 appuis

En travée :

Selon L_x :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.66 * 10^{-3}}{1 * (0.09)^2 * 14.2} = 0.014 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 &\Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{F_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 &\Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.017 \\ A_x^t &= \frac{M_u^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d} = \frac{1.66 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.017) * 0.09} = 0.53 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml} \\ &\Rightarrow A_x^t = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis. On trouve les résultats présentés dans le (Tableau 3-33).

Tableau 3- 33 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis (balcon)

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)
travée	x-x	1.66	0.014	0.017	8.93	0.53
	y-y	0.6	0.0052	0.0065	8.97	0.19
appui	y-y	0.97	0.0084	0.0105	8.96	0.31
	x-x					

III.4.1.3. Vérifications à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour acier } f_{eE} 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour acier } f_{eE} 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour acier } f_{eE} 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 * \frac{3 - 0.657}{2} * 100 * 12 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{\min}^y = 0.0008 * 100 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

NB : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min}.

Donc on adopte :

En travées et en appuis : A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 cm²/m

b. Espacement des armatures :

- **Fissuration nuisible :**

St ≤ min(2h, 25cm) = 24cm ⇒ St ≤ 25cm. ; On a St_y = St_x = 20cm.

c. Vérification des armatures secondaires :

$$A_y \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} \leq \tau^{\text{lim}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } V_x = V_{\text{max}} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{11.57 \times 1.5}{2} \times \frac{2.28^4}{1.5^4 + 2.28^4} \Rightarrow V_x = 7.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{7.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} \Rightarrow \tau_u = 0.081 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales

e. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $2.51 \text{ cm}^2 > 0.21 \text{ cm}^2$ vérifiée.

III.4.1.4. Vérifications l'E.L.S :

a. Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 8.18 \text{ KN/ml} ; \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} ; \rho = 0.657 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{matrix} \quad \text{(Annex II)}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0805 \times 8.18 \times 1.5^2 \Rightarrow M_{0ser}^x = 1.48 \text{ KNm} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5235 \times 1.48 \Rightarrow M_{0ser}^y = 0.77 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 \times 1.48 = 1.26 \text{ KNm}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times 0.77 = 0.65 \text{ KNm}$$

Sens x-x : Ax=2.51cm², b = 100 cm, d = 9cm.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 \times 2.51 \times y - 15 \times 2.51 \times 9 = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.25^3 + 15 \times 2.51 \times (9 - 2.25)^2 \Rightarrow I = 2095.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.35 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifier.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.26(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{2095.12 \times 10^{-8}} = 60.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 60.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

b. Vérification de la flèche : selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{iser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.5} \geq \left(\frac{1.26}{20 \times 1.48}, 0.037\right) \\ \frac{2.51}{100 \times 8.60} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.08 \geq 0.042 \\ 2.92 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.1.5. Schéma de ferrailles de la dalle sur 2 appuis perpendiculaire (séchoir) :

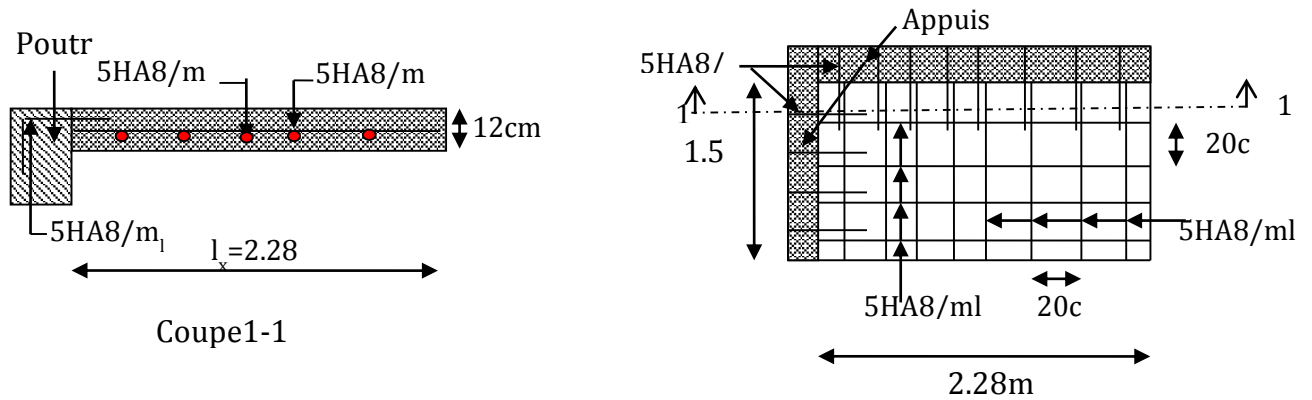


Figure 3- 11 : schéma de ferrailage du Balcon

III.4.2. Dalle pleine sur trois appuis (étage courant) :

On a :

$$L_x = 1.5m$$

$$L_y = 4.7m$$

$$\frac{L_y}{2} = 2.35m \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

Donc :

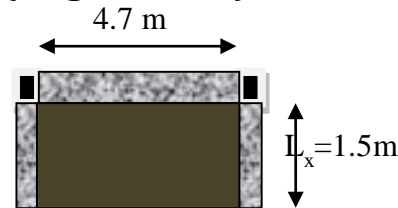


Figure 3- 12 : dalle pleine sur 3 appuis

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases} \quad \text{On a: } G = 4,69 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,69 + 1,5 \times 1,5 = 8,58 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2.1. Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{8.58 \times 1.5^3}{6} \\ M_o^x = \frac{8.58 \times 1.5^2 \times 4.7}{2} - \frac{2 \times 8.58 \times 1.5^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 4,83 \text{ KNm} \\ M_o^x = 26,06 \text{ KNm} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_y^t = 0.85 M_o^y = 0.85 \times 4,83 = 4,10 \text{ KN.m} \\ M_x^t = 0.85 M_o^x = 0.85 \times 26,06 = 22,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\{M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 26,06 = -7.82 \text{ KN}.$$

a. Calcul des armatures: Le calcul se fait à la flexion simple. Les résultats de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le (tableau 3-34):

Tableau 3- 34 : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis (d'étage courant)

sens		Mt(K N.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
travée	x-x	22.15	0.033	0.042	9.83	6.48	4.51	14HA8=7.04cm ²
	y-y	4.1	0.0061	0.0077	9.96	1.18	1.44	5HA8=2.51cm ²
appui	x-x	7.82	0,012	0,015	9,94	2,26	1,44	4HA10=3.14cm ²
	y-y							

b. Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on a $St_y = 30\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on a $St_x = 30\text{cm}$.

c. Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51\text{cm}^2 \geq 1.76\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa}$$

$$V_x = V^{\text{max}} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{8.58 \times 1.5}{2} \times \frac{4.7^4}{1.5^4 + 4.7^4} \Rightarrow V_x = 6.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{6.37 \times 10^{-3}}{4.7 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.013\text{MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armature transversale

b. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $2.51\text{cm}^2 \geq 0.18\text{cm}^2$ vérifiée.

III.4.2.2. Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,69 + 1,5 = 6,19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0ser}^x = 18.80\text{KN.m} ; Mt_{xser} = 15.98\text{KN.m}$$

$$Ma_{xser} = Ma_{yser} = -5.64 \text{ KN.m}$$

Tableau 3- 35 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

	M_{ser} (KNm)	y(m)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	15.98	1.91	8003	3.81	15	Vérifiée
En appui	-5.64	1.32	3909	1.9	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{iser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.5} \geq \max\left(\frac{15.98}{20 \times 18.80}, 0.037\right) \\ \frac{7.04}{470 \times 9.6} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.08 \geq 0.042 \\ 1.56 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.2.3. Schéma de ferrailages :

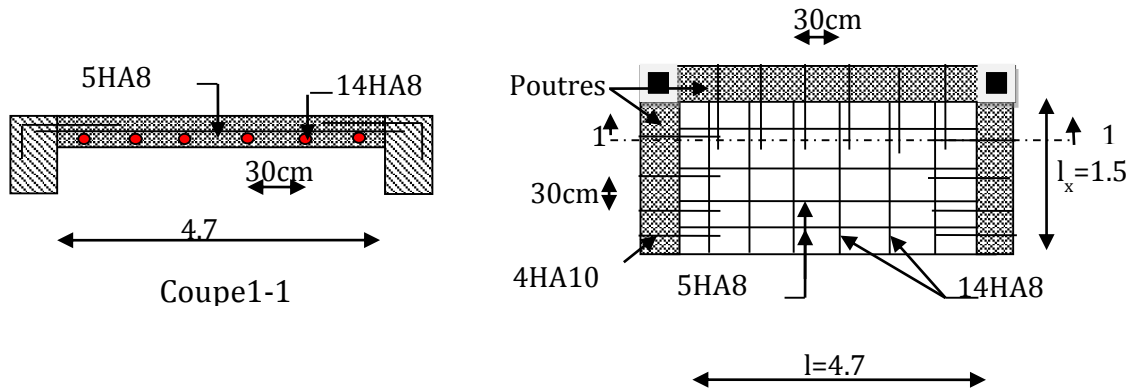


Figure 3- 13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (étage courant)

III.5. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

III.5.1. Etude de la volée d'escalier :

On étudie un seul type d'escalier c'est celui du RDC qui présente le cas le plus défavorable

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

On a : $G_v=9.42 \text{ KN/m}^2$; $G_p=6.1 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$; $e=18\text{cm}$.

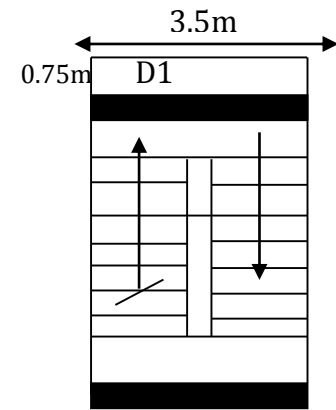
- Combinaison de charges :

ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 16.46 \text{ KN/m}$

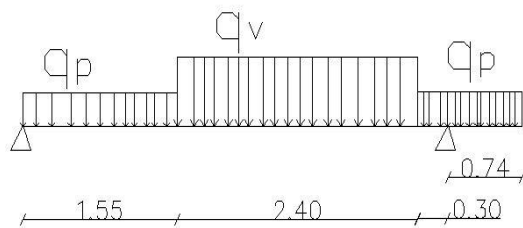
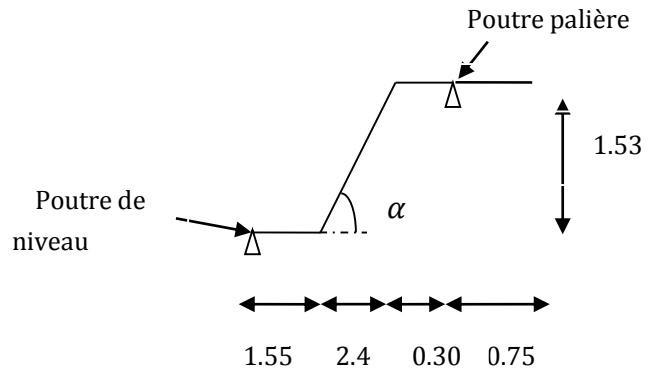
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.98 \text{ KN/m}$

ELS : $q_v = G_v + Q = 11.92 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 8.6 \text{ KN/m}$



$\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau de dalle (D1) travaille suivant un seul sens ce qui nous donne le schéma statique suivant:



$$R_A = 28.46\text{KN}, R_B = 42.19\text{KN}.$$

$$M_t^{\max} = 32.69\text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 42.19\text{KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0,75 \cdot 32.69 = 24.51 \text{ KNm (travée)}$$

$$M^a = -0,5 \cdot 32.69 = -16.34 \text{ KNm (appuis)}$$

III.5.1.1. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

Tableau 3- 36 : les sollicitations sur l'escalier

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	32.69	24.51	-16.34	42.19
ELS	23.64	17.73	-11.82	/

- Ferrailage a l'ELU :

Tableau 3- 37 : ferrailage d'escalier

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	A_{cal} cm^2/m	A_{min} (cm^2/ml)
travée	24.51	0.0676	0.0875	0.1543	4.56	1.9320
appuis	-16.34	0.045	0.0576	0.1563	3.006	1.9320

- **Espacement des barres (FPN) :**

a) Armatures principales :

En appuis ($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ vérifié.

En travée ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ vérifié.

On adopte : En travée : **5HA12=5.65cm²/ml**

En appuis : **4HA10=3.14cm²/ml**

b) Armatures secondaires :

($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(4.e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ c'est vérifié.

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_u = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8= 2.01cm²/ml

III.5.1.2. Vérifications à l'E.L.U :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{42.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0.263\text{MPa} < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(42.19 \times 10^{-3} - \frac{24.51 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}\right) \times \frac{1.15}{400} = -3.66\text{cm}^2 \Rightarrow A > -3.66\text{cm}^2$$

III.5.1.3. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau 3- 38 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	17.73	0.044286	14,243	5.51	15	Vérifiée
En appui	-11.82	0.03439	8.78	4.62	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.18}{3.2} = 0.0562 > 0.0375 \\ 35.31 \times 10^{-4} < 50 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

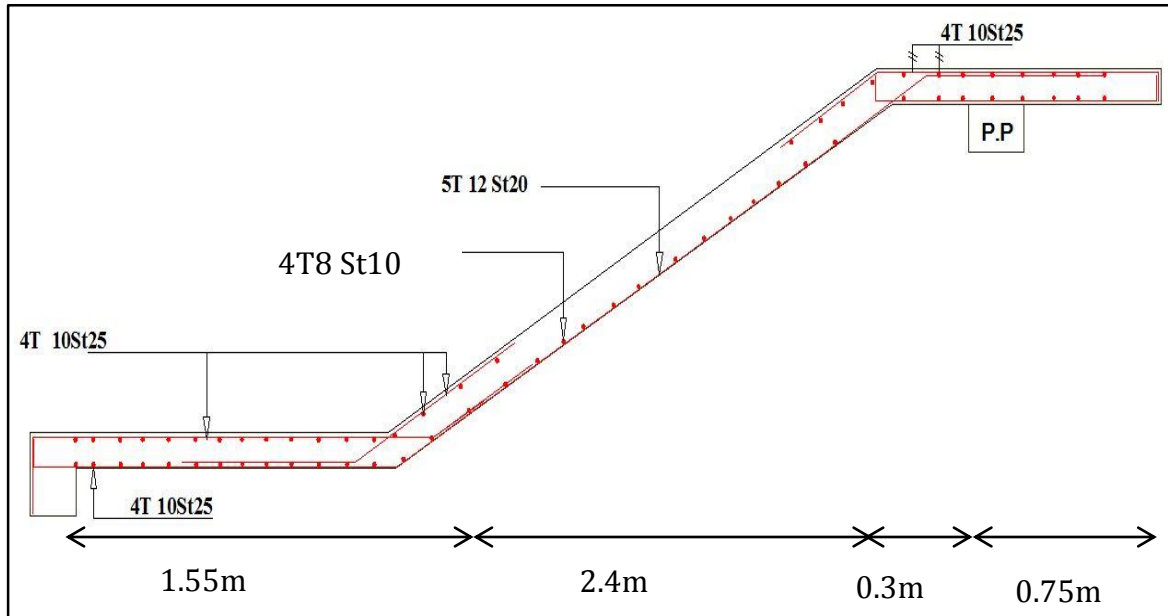


Figure 3- 14 : schéma de ferrailage d'escalier

III.5.2. Etude de la poutre palière :

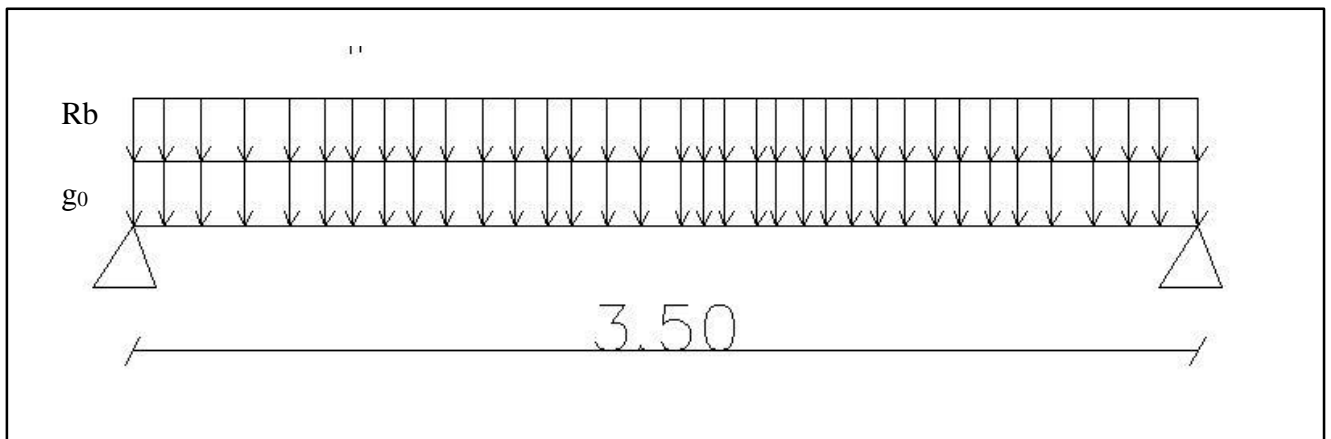


Figure 3- 15 : la poutre palière

Dimensionnement : L'exigence de RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\text{Condition de la flèche } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 23\text{cm} < h < 35\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 \times h + b_1 \end{array} \right.$$

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

III.5.2.1. Calcul à la flexion simple :

1. Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$
- La réaction de la volée a son niveau :

ELU: $R_B=42.19\text{KN/m}$

ELS: $R_B=30.45\text{KN/m}$

Tableau 3- 39 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 45.22\text{KN/m}$	$P_s = 32.7\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 23.08\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 16.69\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -46.16\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -33.38\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 79.13\text{KN}$	

2. Ferrailage : $b=0.3\text{m}$; $h=0.3\text{m}$

Tableau 3- 40 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	23.08	0.0693	0.0898	26.99	2.45	4,5
En appuis	-46,16	0.1385	0.1872	23.9	5.123	

3. Exigence du RPA :

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

$$A = 5.123 + 2.45 = 7.573 > A_{min} \quad \text{vérifier}$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

III.5.2.2. Calcul d'armature a la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :
$$M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{16.34 \times 3.5}{2} = 28.59 KN.m$$

1. Calcul de la section armature longitudinal :

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

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.5768 \text{ cm}^2$$

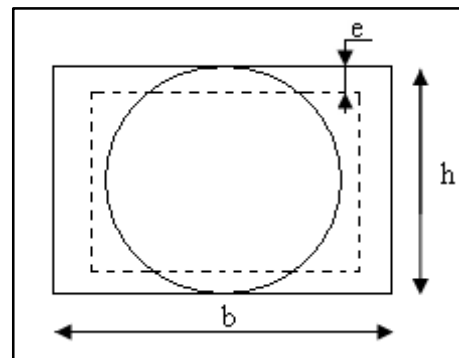


Figure 3- 16 : Section creuse équivalente

- **En travée :**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.45 + \frac{6.5768}{2} \Rightarrow A^t = 5.73 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.123 + \frac{6.5768}{2} \Rightarrow A^a = 8.4114 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$.

Vérification a l'ELU :

- **Flexion simple :**

a) L'effort tranchant :

$$V_u = 79.13 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.942 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (79.13 \times 10^{-3} - \frac{46.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.99 \text{cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

c) Calcul de l'espacement St : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm}$$

On prend St=15cm

2. Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{cm}^2$	$A_t^{\text{min}} = 0.4 \times e \times S_t / f_e = 0,075 \text{cm}^2$
$A_t \geq b (\tau - 0.3f_{t28}) S_t / 0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0,43 \text{cm}^2$	$A_t = M_T \times S_t / 2\Omega \times f_{st} = 0,985 \text{cm}^2$

D'où $A_t = 0.985 + 0.45 = 1.435 \text{cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $4HA \ 8 = 2.01 \text{cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

On a $V_{\text{max}} = 79.13 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.942 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.59 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.57 \text{MPa}$$

D'où : $\tau_u = 4.67 \text{MPa} > \bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Non vérifiée.

On augmente la section de la poutre on prend $b=h=35\text{cm}$

$$\tau_u = 2.96 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \text{ c'est verifier}$$

b) Vérification à ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

$$y = 11.25\text{cm}; \ I = 64793\text{cm}^4$$

En travée : $M_t = 16.69 \text{KNm}$; $\sigma_{bc} = 2.9 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

En appuis : $M_a = -33.38 \text{KN.m}$; $\sigma_{bc} = 5.8 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

- **Evaluation de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \quad \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{16.69}{10 \times 40.01} = 0.0417$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{35 \times 33} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105. \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

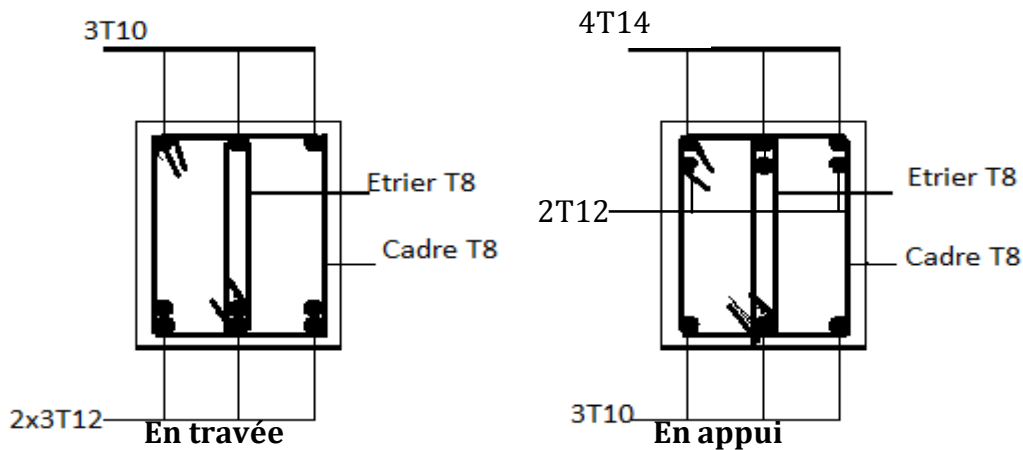


Figure 3- 17 : Schéma ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de l'ascenseur :

III.6.1. Définition :

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'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur=195cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=170cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1m / s$.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN$.

III.6.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes (Figure3-18).

On a $l_x = 1.70m$ et $l_y = 1.95m$ donc une surface $S = 1.70 \times 1.95 = 3.315m^2$.

$$\rho < 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.77cm \leq e \leq 4.25cm$$

$e \geq 11cm \rightarrow 2H$ de coupe-feu

$e \geq 13cm \rightarrow$ isolation phonique

On prend $e=15cm$

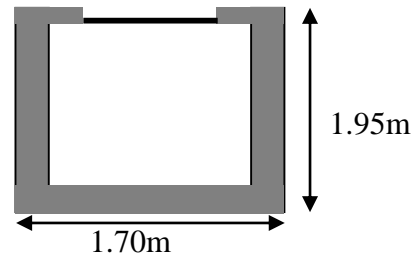


Figure 3- 18 : Cage d'ascenseur

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN/m^2$$

Poids du mortier de pose de 3cm.

$$G_3 = 0.1KN/m^2$$

Poids de l'isolant thermique.

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66KN/m^2$$

Poids de la forme de pente méta chape.

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44KN/m^2$$

Poids du revêtement dallage colle.

$$G' = 5.55KN/m^2.$$

Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.70 \times 1.95} = 43.74N/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 49.29KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

III.6.4. Cas d'une charge répartie :

III.6.4.1. Calcul des sollicitations :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 68.04KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad \text{BAEL}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.55KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,92 \text{KNm}$$

III.6.4.2. Calcul du moment réel :

a) En travée :

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 8,123 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 5,884 \text{KNm}$$

b) En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = -2,867 \text{KNm}$$

$$\text{On vérifie que : } \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 \times M_0 \Rightarrow 11,94 > 11,93 & \text{CBA 93 (Article E.2)} \\ M_g = 0,3 \times M_0 = 2,867 \text{KN} \\ M_d = 0,5 \times M_0 = 4,775 \text{KN} \\ M_t = 0,85 \times M_0 = 8,123 \text{KN} \end{cases} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.6.4.3. 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 avec $d_x \approx d_y = 13 \text{cm}$.

Tableau 3- 41 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)
Travée	x-x	8,123	0,0339	0,0431	0,1277	1,82
	y-y	5,844	0,0245	0,0311	0,1283	1,31
appui	y-y x-x	-2,867	0,0119	0,015	0,1292	0,637

a) Vérification à l'ELU :

On calcule A_{\min} : On a ; des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$; $e = 15 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0,87$

$$\text{FPN} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{MPa} \\ S_{t,x} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_{t,x} \leq 33 \text{cm} \\ S_{t,y} \leq \min(4e; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_{t,y} \leq 45 \text{cm} \end{cases}$$

$$\tau^{\text{lim}} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{MPa}$$

Tableau 3- 42: vérification de la section d'acier

Sens	A_{min} (cm^2/ml)	$S_t(cm)$	A_t^y	$A_t^x/4$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
x-x	1.278	25	1.2 > 0.3195		en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$
y-y	1.2	25			en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau 3- 43 : Vérification de l'effort tranchant

$V_u(KN)$	$\tau_u(MPA)$	τ^{lim} (MPa)	Obs.	τ_{adm} (MPa)	Obs.
36.65	0.28	1.16	A_t son pas nécessaire	3.33	Vérifier

b) Vérification a l'ELS :

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 49.29 + 1 = 50.29 KN / m^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.28 KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.524 KNm$$

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,86 KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,54 KNm$$

On a une fissuration Peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé

Etat limite de compression du béton :

$$A_x = 3.14 cm^2, b = 100 cm, d = 13 cm$$

$$\text{On trouve : } y = 3.059 cm, \quad I = 5608.7 cm^4$$

Travée : Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 3.74 MPa < 15 MPa$$

Appuis : $\sigma_{bc} = 1.32 MPa < 15 MPa$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 3.02 MPa < 15 MPa$$

- Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.0375 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.6.5. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, (Figure3-14) elle agit uniformément sur une 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 la vitesse.

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

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

l_y et a_0 : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

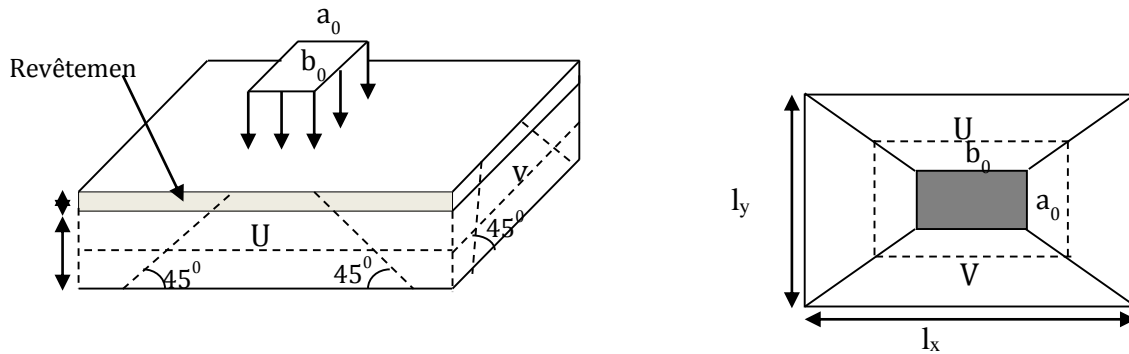


Figure 3- 19 : Schéma représentant la surface d'impact.

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

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \end{cases}$$

III.6.5.1. Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :

a) Calcul à l'ELU :

- Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605 \text{KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.87 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{103}{170} = 0,605 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{103}{195} = 0,528$$

En utilisant l'abaque de Piguaut (ANNEXEIII) on obtient :

$$M_1 = 0.089 ; \quad M_2 = 0.073$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.089 = 8.68 \text{KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12 \text{KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle a l'ELU :

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.925 \text{KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.25 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.908 \text{KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.93 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.028 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x \approx d_y = 13 \text{cm}$ et

En travée : $M_t^x = 0.85 \times 9.93 = 8.44 \text{KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.028 = 6.82 \text{KN.m}$$

En appuis : $M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.93 = -2.97 \text{KNm}$

Les résultats sont résumés dans le (tableau 3-44) :

Tableau 3- 44 : résultats des calculs

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)
Sens x-x'	8,44	2,97	1,9	0,662
Sens y-y'	6,82	2,97	1,53	0,662

a) **Vérification a l'ELU** : On a un chargement concentré et FPN

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25cm) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33cm) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25cm$$

Tableau 3- 45 : Vérification de la section d'acier

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _t ^y	A _t ^x / 4	A _{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.278	25	1.2	> 0.3195	en travée et en appui: A _t ^x = 4T10 = 3.14cm ²
y-y	1.2	25			en travée et en appui: A _t ^y = 4T10 = 3.14cm ²

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (108 + 108)$$

$$U_c = 432cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que 97.60 KN ≤ 486KN

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

On a v = u ⇒ au milieu de u : V_u = $\frac{Q_u}{3 \times v} = 30.12KN$

$$\tau_u = 0.23MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Diamètre maximum des barres $\varphi_{max} < \frac{h}{10} = 15mm.$

$$\varphi_{max} = 10mm < 15mm.$$

b) **Calcul à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage: $q_{ser} = g = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 7.49KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 6.56KNm. \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5.5 + 1 = 6.5KN$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.044KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.843KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.534KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.403KNm \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 8.534 = 7,25KN.m \\ M_{ty} = 0,85 \times 7.403 = 6,29KN.m \\ M_{ax} = 0,3 \times 8.534 = 2,56KN.m \end{cases}$$

III.6.5.2. Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 13cm$ et

Les résultats sont résumés dans le (tableau 3-46):

Tableau 3- 46 : Résultat des calculs.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t adopté (cm²/ml)	Y (cm)	I (cm⁴)
Sens x-x'	7,25	4.26	4T10=3.14	3.05	5608,7
Sens y-y'	6,29	2,56	4T10=3.14	3.05	5608,7

En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 3,95MPa < 15MPa$

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 3,43MPa < 15MPa$

En appuis $\sigma_{bc} = 1,39MPa < 15MPa$

III.6.5.3. Vérification de la flèche :

on doit vérifier les deux condition suivante

Selon x-x' :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}}\right) l_x \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.0424 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases} \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_c} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées Donc le calcul de la flèche est inutile.

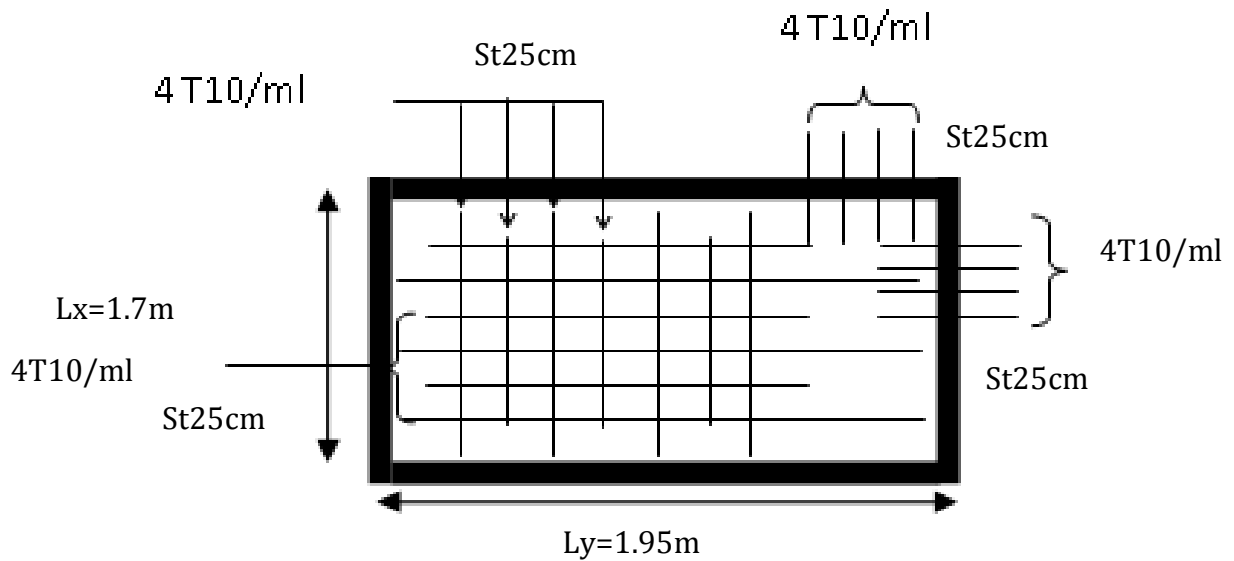


Figure 3- 20 : Schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur

III.7. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.7.1. Hypothèse de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- la fissuration est considérée préjudiciable ;
- l'acrotère sera calculé en flexion composée ;

III.7.2. Type d'acrotère (Figure3-17) :

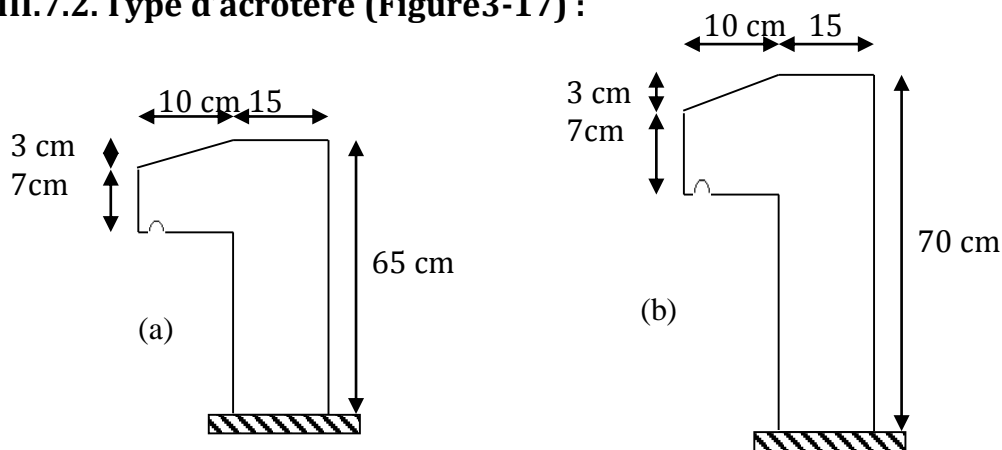


Figure 3- 21 : Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)

III.7.3. Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible :

III.7.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre : $G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.1060 \times 1 = 2.65 \text{ KN/ml}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e=1.5cm) : $G_{cext} = 20 \times 0.015 \times 0.65 \times 1 = 0.195 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e=2cm) : $G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.65 \times 1 = 0.26 \text{ KN}$.

Charge totale : $W_p = G_{inacce} + G_{cext} + G_{cint} = 3.06 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation : **Q=1KN**.
- Force sismique

La force sismique horizontale (F_p) est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99** (Article 6.2.3).

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3 = 1.47 \text{ KN}$

Le centre de pression de la section est $G(X_c; Y_c)$

$X_c = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 8.48 \text{ cm}$

$Y_c = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 34.65 \text{ cm}$

III.7.3.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 3.06 \text{ KN}$ $M_G = 0 \text{ KNm}$
 $N_Q = 1 \text{ KN}$ $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KNm}$
 $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$ $M_{Fp} = F_p \times Y_c = 1,47 \times 0,3465 = 0,51 \text{ KNm}$

L'acrotère travail en flexion composée

a) Combinaisons d'actions :

Tableau 3- 47 : Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.06	4,13	2.88
M (KNm)	1.16	0.98	0.65

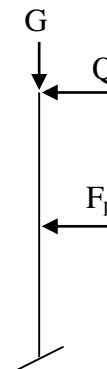


Figure 3- 22 : schéma statique de l'acrotère

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right. \quad e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Le centre de pression se trouve} \\ \text{à l'extrémité du noyau central} \\ \text{donc la section est partiellement} \\ \text{comprimée, le Ferrailage se fait} \\ \text{par assimilation à la flexion simple.} \end{array} \right.$$

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

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.3 KN$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$e_2 = 0.676 cm$$

Donc: $e = e_1 + e_2 + e_a = 0256m$

a) Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

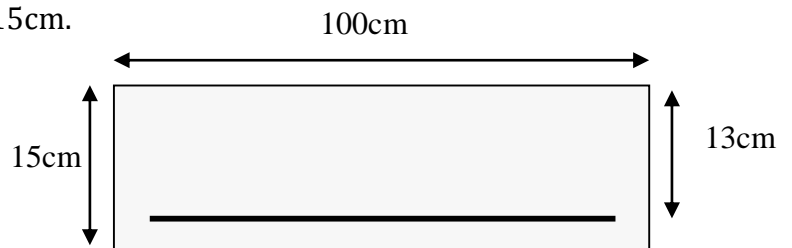


Figure 3- 23 : Schéma de la section à ferrailer

$$N_U = 4.13 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 4.13 \times 0.256 = 1.0573 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.28445 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.00536$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\text{D'où : } \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.00672$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1296 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.166 \text{ cm}^2$$

Comme les combinaisons d'action du BAEL et du RPA son proche on adopte un ferrailage :

$$\text{Soit : } 4T8 = A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.7.3.3. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Ce qui fait : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{65}{3} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Vérifié.

III.7.3.4. Vérifications à L'ELS:

Etat limite de compression de béton :

Position de l'axe neutre $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.66\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$

$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$

Avec : $n = 15$; On a $A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$, $b = 1\text{m}$ et $c = 0.30\text{m}$

$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$

$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times [(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2]$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec : $p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$
 $q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$

$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2.88} + \frac{0.15}{2} = 0.30\text{m}$

Tableau 3- 48 : Vérification des contraintes a l'ELS

P(m ²)	q(m ³)	c(m)	Yc(m)	Yser=Y+c (m)	I Cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
-0.2743	-0,00549	0,30	-0.28	0,0019	3100,8	0,405	15	Vérif	0,108	201,63	Vérif

III.7.3.5. Schéma de ferrillage

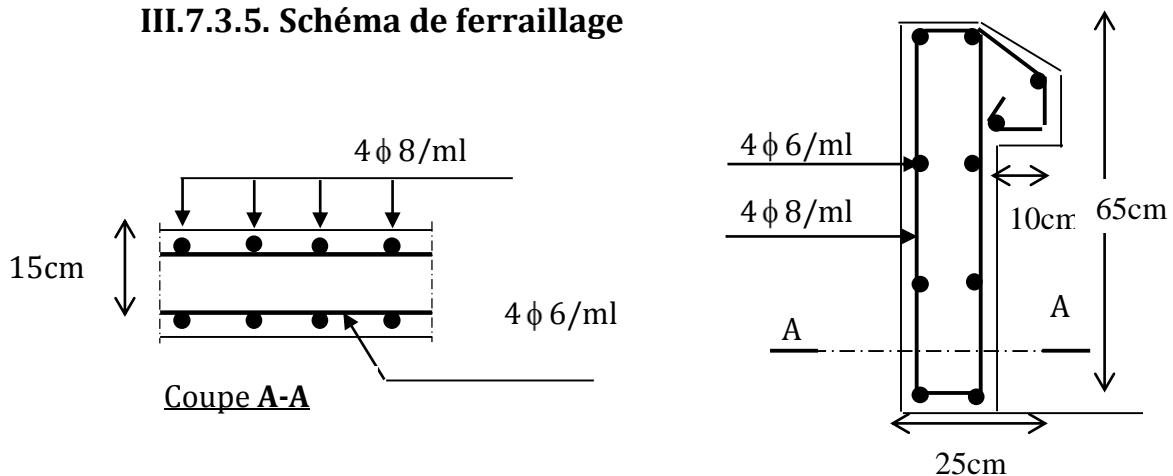


Figure 3- 24 : Schéma de ferrillage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible)

III.7.4. Etude de l'acrotère de la terrasse accessible :

$$\begin{cases} S_{acce} = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \\ S_{acce} = 0.1135m^2 \end{cases}$$

III.7.4.1. Evaluation des charges

- 1) Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84KN$;
 - 2) Poids d'enduit extérieur :(ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 = 0.21 KN$;
 - 3) Poids d'enduit intérieur :(ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 = 0.28 KN$;
- $$w_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 KN$$

- 4) La charge d'exploitation : $Q = 1.5KN$
- 4) La force sismique :

La force sismique horizontale (F_p) est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.33 = 1.6KN$.

Le centre de pression est : G ($X_c ; Y_c$)

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 8.81cm \\ Y_c = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 37.19cm \end{cases}$$

III.7.4.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.32 KN \\ N_Q = 1.5 KN \\ N_{Fp} = 0 KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_G = 0 KNm \\ M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0,7 = 1.05 KNm \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c = 1,6 \times 0,3719 = 0,6KNm \end{cases}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Tableau 3- 49 : Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.33	4.5	3.33
M (KN.m)	1.5	1.05	0.7

Le ferrailage se fait de la même manière, comme les sollicitations sont proche de celle calculer pour la terrasse inaccessible on adopte le même ferrailage pour l'acrotère de la terrasse accessible.

Chapitre IV

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente ;
2. La méthode d'analyse modale spectrale ;
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas la structure est rigide du RDC jusqu'au 6^{ème} niveau, par le fait que le bâtiment est sous forme de gradin, voir (Figure 4-1). Ce qui explique le faible déplacement des premiers niveaux (voir le tableau des déplacements). Le calcul se fait à partir de 6^{ème} niveau, là où la force sismique est défavorable par rapport à la structure.

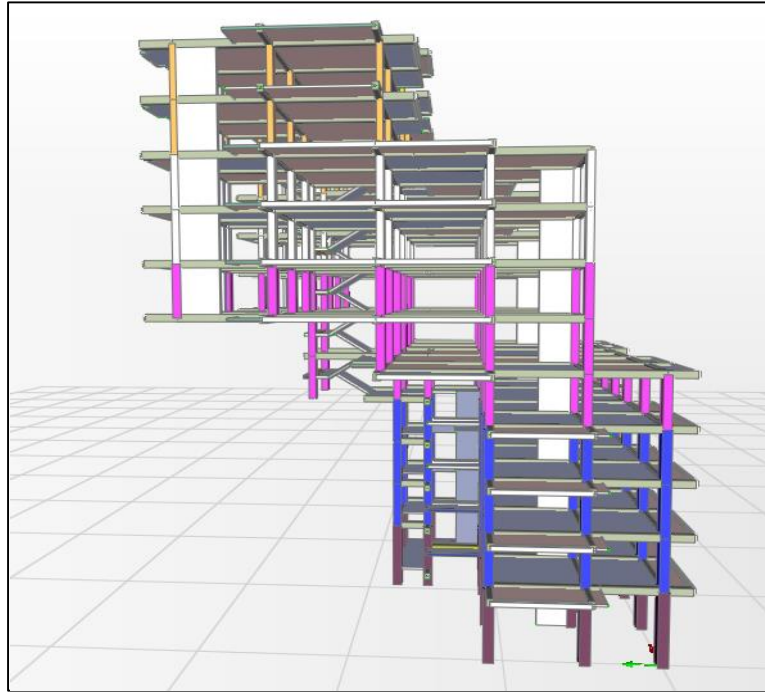


Figure 4- 1 : vue en 3D de la structure

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99/2003 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ **A** : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99/2003 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa** ⇒ $A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99/2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction « R = 5 »

- **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 4- 1 : Valeurs des pénalités Pq.

" Critère q "	Sens X-X	Pénalité	Sens Y-Y	Pénalité
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05	oui	/
3- Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/	oui	/

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

- **W** : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau a usage commerciale donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

on a : $W_G=13163,1\text{KN}$; $W_Q=1920,37\text{KN}$

$$\Rightarrow W=13163,1+0,2 \times 1920,37=13574,17 \text{KN}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3) (Annexe I)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99/2003 (Tableau 4.2)

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-6)}$$

➤ h_n : Hauteur mesurée en mètre comme suite :

$$h_n = \max \left(H_0 + \frac{H_1}{2}; 1.5H_0 \right) \quad [5]$$

Avec : H_0 : hauteur mesurée à partir de 6^{ème} niveau. H_1 : hauteur mesurée à partir du RDC aux 6^{ème} niveau

$$H_0 = 15.66 \text{ m} ; H_1 = 19.92 \Rightarrow h_n = 25.62 \text{ m}$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003.

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (25.62)^{3/4} = 0.57s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = L_y = 22.8m \quad \Rightarrow T_x = T_y = 0.48s$$

$$T_x = T_y = \min(T_{x,y}; T) = \min(0.48; 0.57) = 0.48s$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, c'est à dire :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.48 = 0.62 s \quad \text{RPA99/2003 Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \quad \text{car } 0 < T < 0,5s$$

$$\text{On a : } T_x = T_y = 0.48s$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 = 2.04$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,2}{5} \times 13574,17 = 996,88 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,15}{5} \times 13574,17 = 955,35 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : RPA99/2003 Art (4.3.3) [2]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.2.2.1. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.3. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.2.4. Disposition des voiles de contreventement :

La configuration de notre structure qui est faite sous forme de gradin, ce qui a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante (Figure 4-2) :

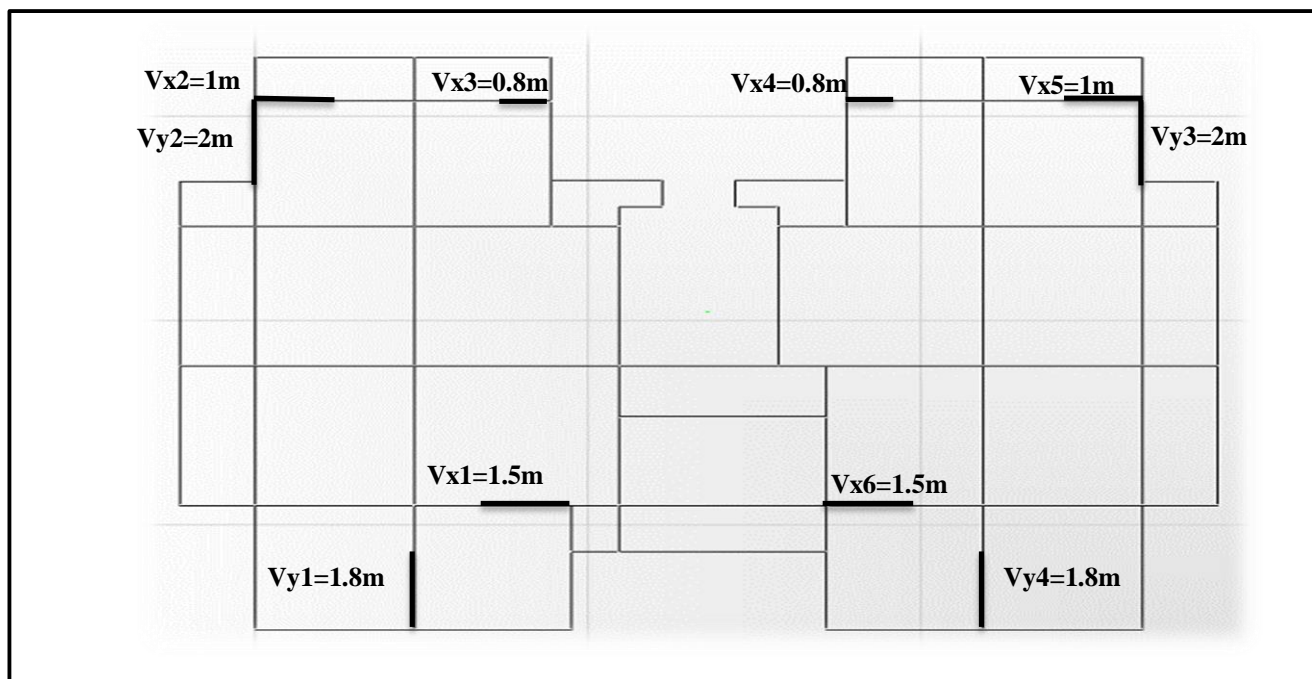


Figure 4- 2 : Disposition des voiles

Résultats et discussions :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau 4- 2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,37683	0,00022	0,37208	00,022	37,208
Mode 2	0,351884	0,38725	0,00021	38,748	37,229
Mode 3	0,29172	0,00134	7,435E-07	38,882	37,229
Mode 4	0,185519	0,05963	0,000006798	44,844	37,23
Mode 5	0,163524	0,00000693	0,04246	44,845	41,476
Mode 6	0,156171	0,20453	0,00009615	65,298	41,485
Mode 7	0,203769	0,25033	0,4221	90,582	84,00
Mode 8	0,172006	3,935E-08	0,00008052	90,582	84,008
Mode 9	0,158179	0,000090121	0,04086	90,582	88,094
Mode 10	0,134944	0,03038	0,00001823	93,62	88,096
Mode 11	0,126499	0,00946	0,00016	94,566	88,112
Mode 12	0,122051	0,00001364	0,02705	94,567	90,817

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées Les modes de vibration sont montrés sur les(Figure. 4-3, 4-4 et4-5).

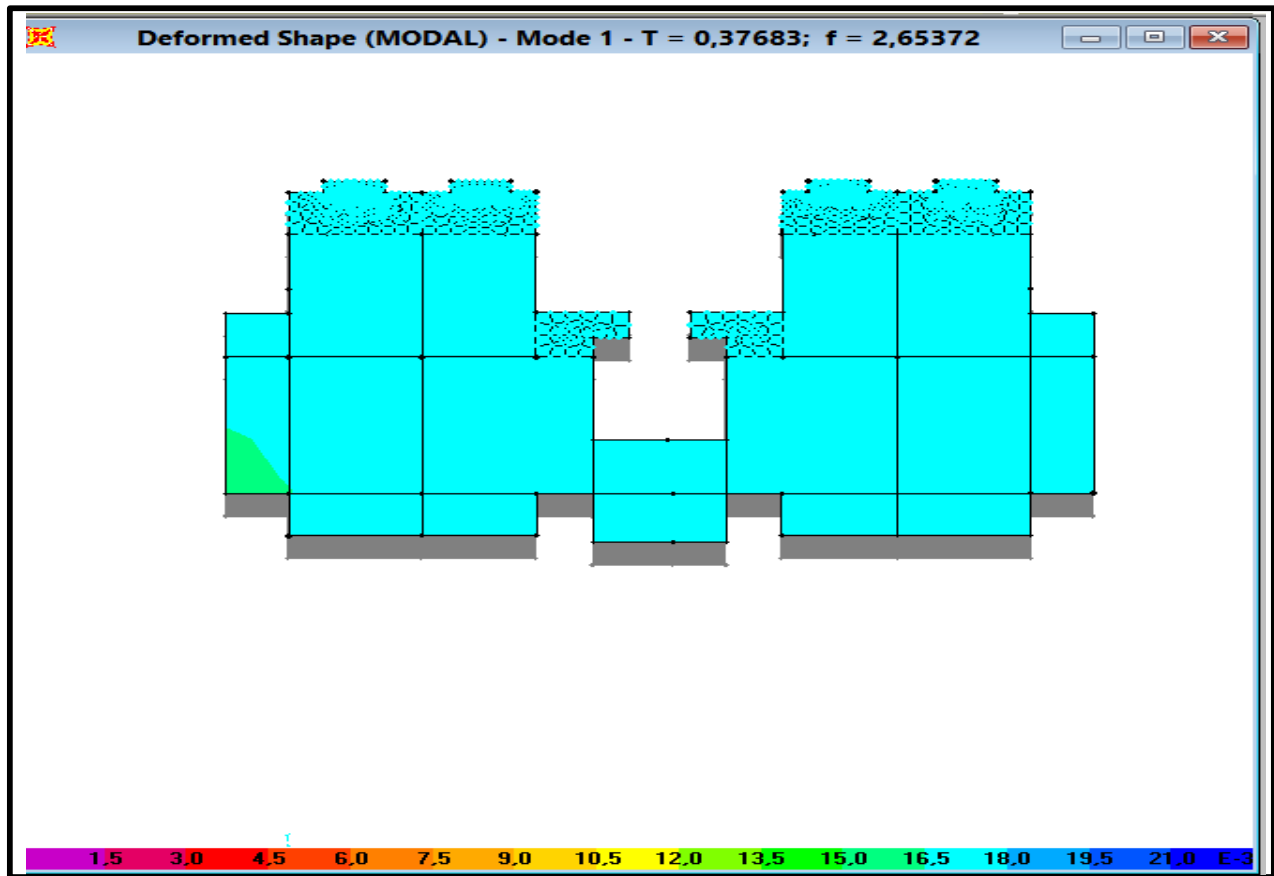


Figure 4- 3 : 1^{er} mode (translation suivant Y)

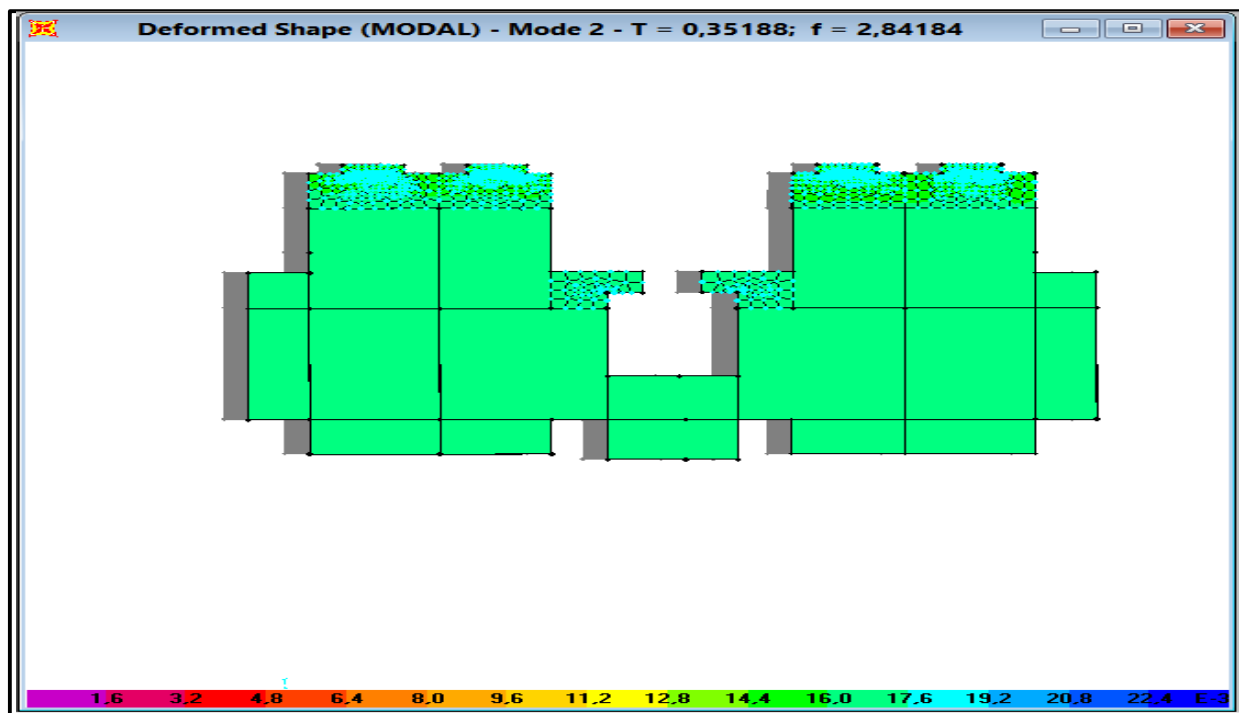


Figure 4- 4 : 2^{ème} mode (translation suivant X)

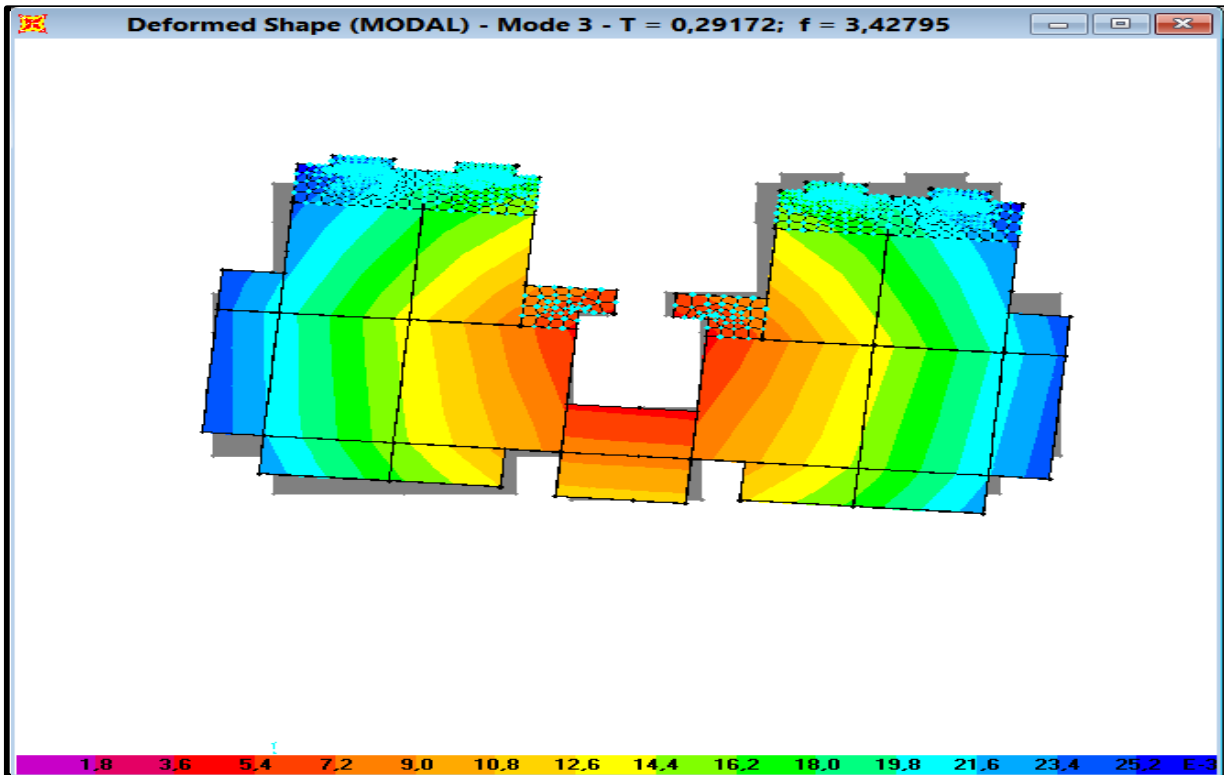


Figure 4- 5 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les Tableaux 4-3 et 4.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau 4- 3 : Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	17368,8	3444,935	83,448	16,55
NIV 01	14505,2	3268,52	81,61	18,389
NIV 02	12295	2938,339	80,711	19,2888
NIV 03	10184,6	2518,857	80,171	19,8281
NIV 04	8515,83	2206,76	79,41	20,58046
NIV 05	9566,81	1819,981	84,016	15,983
NIV 06	12214,2	2869,221	80,977	19,022
NIV 07	8616,84	2246,382	79,321	20,67
NIV 08	5301,88	1414,455	79,1	21,0
NIV 09	1889,81	589,698	76,217	23,78
NIV 10	1948,42	371,06	84,002	15,997

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux avant derniers niveaux ou l'écart ne dépasse pas 3,78%, ce qui peut être négligé.

Tableau 4- 4 : Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	138,056	150,629	114,985	325,783	54,558	31,617	45,441	68,38
NIV 01	128,93	166,152	58,379	145,539	68,832	53,306	31,167	46,69
NIV 02	134,971	145,965	70,614	144,248	65,652	50,295	34,3478	49,70
NIV 03	130,54	153,547	62,328	155,991	67,683	49,605	32,3164	50,39
NIV 04	146,399	147,797	109,345	307,251	57,244	32,479	42,7556	67,52
NIV 05	122,678	141,445	299,809	412,307	29,037	25,543	70,96	74,45
NIV 06	467,879	320,406	560,902	702,22	45,47	31,331	54,5210	68,66
NIV 07	497,189	373,685	441,96	581,395	52,940	39,126	47,0596	60,87
NIV 08	503,783	486,474	245,698	292,84	67,217	62,423	32,7824	37,57
NIV 09	262,058	204,414	189,399	296,909	58,041	40,774	41,9528	59,56
NIV 10	267,39	224,655	107,175	176,163	71,38	56,049	28,6131	44,37

• **Analyse des résultats :**

On voit bien que pour le sens "Y" l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée à tous les niveaux sauf au niveau 8, tandis que pour le sens "X" dans les premiers niveaux la charge horizontale est reprise essentiellement par les portiques (64 à 68%) et cela est dû à la partie inférieure rigide de notre structure.

IV.2.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau 4- 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1028,78	996,88	1,031	vérifiée
Sens y-y	1022,62	955,35	1,07	vérifiée

IV.2.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 4.6.

Tableau 4- 6 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	55×60	3300	1246	0.15	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50x55	2750	1163,12	0.16	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×50	2250	1009,89	0.18	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	1800	722,732	0.16	vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35x40	1400	388,7	0.10	vérifiée
Terrasse	30x35	1050	126,159	0,04	vérifiée

IV.2.3. Justification vis à vis des déformations :

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 d'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau 4-7.

Tableau 4- 7 : Vérification des déplacements :

Niveau	Sens y-y						Sens x-x				
	δe_K (cm)	δK (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta}{K/hK}$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\frac{\delta K}{hK}$ (%)
RDC	0,00151	0,00755	00	0,00755	408	0,00185	-4,71E-4	0,00235	0	0,00235	0,000575
NIV 01	0,00315	0,01575	0,00755	0,0082	288	0,0284	1,15E-5	0,000575	0,00235	-0,0017	0,000590
NIV 02	0,00445	0,02225	0,01575	-0,1352	288	0,0469	0,00198	0,0099	0,00057	0,00933	0,003239
NIV 03	0,00349	0,01744	0,02225	-0,00506	288	0,00175	0,00371	0,1855	0,0099	0,1756	0,060972
NIV 04	0	0	0,01744	-0,0174	288	0,00604	00	00	0,1855	-0,1855	0,064409
NIV 05	0	0	0	00	288	00	00	00	00	00	00
NIV 06	0,152	0,76	0	0,76	288	0,2638	0,18	0,9	00	0,9	0,3125
NIV 07	0,447	2,235	0,76	1,475	288	0,5121	0,49	2,45	0,9	1,55	0,538
NIV 08	0,802	4,01	2,235	1,775	288	0,6163	0,81	4,05	2,45	1,6	0,55
NIV 09	1,226	6,13	4,01	2,12	288	0,7361	1,22	6,1	4,05	2,05	0,71
NIV 10	1,658	8,29	6,13	2,16	288	0,75	1,63	8,15	6,1	2,05	0,71

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. Et on remarque que les déplacements sont nuls pour les niveaux 4 et 5 et cela est dû à l'encastrement des poteaux.

IV.2.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=1}^n W_{gi} + \beta W_{qi}$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - qK)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.8.

Tableau 4- 8 : vérification de l'effet P-Δ

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P_k (KN)	Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
RDC	408	18599,89	0,00235	253,041	0,0004	0,0075	476,412	0,0007
NIV 01	288	15878,01	-0,0017	187,309	-0,0005	0,0082	311,691	0,0014
NIV 02	288	13632,78	0,00933	205,935	0,0021	-0,1352	290,213	-0,0220
NIV 03	288	11396,30	0,1756	192,86	0,0360	-0,0050	309,538	-0,0006
NIV 04	288	9638,254	-0,1855	255,744	-0,0242	-0,0174	455,048	-0,0012
NIV 05	288	10057,01	00	422,487	00	00	553,696	00
NIV 06	288	13547,16	0,9	1028,78	0,0411	0,76	1022,62	0,0349
NIV 07	288	9846,431	1,55	939,149	0,0564	1,475	955,08	0,0528
NIV 08	288	6233,592	1,6	749,481	0,0462	1,775	779,314	0,0492
NIV 09	288	2472,368	2,05	451,457	0,0389	2,12	501,323	0,0363
NIV 10	288	2358,474	2,05	374,56	0,0448	2,16	400,818	0,0441

D'après les résultats obtenus dans le tableau 4-8, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.3. Conclusion :

La complexité de la structure (forme géométrique en gradin ; rigide pour les six premiers niveaux) est un handicap pour son comportement vis-à-vis de la force sismique, afin de calculer la période empirique de notre bâtiment, il fallait chercher une hauteur équivalente. Les voiles présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier et justifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 INTRODUCTION :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.2.1 Ferrailage :

a) 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 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la 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.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l^{\min})$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ 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.

V.2.2 Calcul du ferrailage :

A) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau 5- 1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M(KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	N bre de barres
RDC	Poutre principale	40×30	Appuis	68,49	80,19	5,51	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	50,18		4,96		6,03	3T16
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	45,02	51,05	3,54	6	6,03	3T16
			Travée	46,97		3,70		6,03	3T16
1,2 et 3 ^{ème} étage	Poutre principale	40×30	Appuis	75,61	104,71	6,12	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	41,92		3,29		6,03	3T16
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	48,52	67,38	3,83	6	6,03	3T16
			Travée	43,51		3,42		6,03	3T16
4,5 et 6 ^{ème} étage	Poutre principale	40×30	Appuis	100,75	113,47	8,37	6	10,65	3T14+3T16
			Travée	78,14		6,34		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	64,76	101,16	5,19	6	6,03	3T16
			Travée	50,44		3,99		6,03	3T16
7et 8 ^{ème} étage	Poutre principale	40×30	Appuis	116,36	117,63	9,85	6	10,65	3T14+3T16
			Travée	113,43		9,57		10,65	3T14+3T16
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	63,04	101,83	5,04	6	6,03	3T16
			travée	54,50		4,32		6,03	3T16
9et 10 ^{ème} étage	Poutre principale	40×30	Appuis	88,06	89,30	7,22	6	8,01	3T14+3T12
			travée	92,07		7,59		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	48,63	51,13	3,84	6	6,03	3T16
			travée	38,22		3		6,03	3T16

V.2.3 Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :

V.2.3.1 Les armatures transversales :

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1,14cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_{tt} = 8mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$

Soit : 1 cadre de T8 +1 étrier pour toutes les poutres

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

2. Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \varphi_t^{\min}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10cm$$

Soit : $S_t = 10$ cm

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20cm$.

Soit $S_t = 15cm$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,80cm^2$$

$$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,8cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérification à l'ELU :

a) Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)} \end{array} \right.$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa .$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 2 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	117,63	1.03	3.33	Vérifiée
secondaires	101,83	0,89	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

V.2.5 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa. \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5- 3 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	84,16	118112	15,48	10,6	11,00	15	vérifiée
	Travées	82,00	118112	15,48	10,6	10,8	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	39,52	78343	12,42	6,03	6,3	15	vérifiée
	Travées	36,39	78343	12,42	6,03	5,8	15	vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau 5- 4 : Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t (cm)	b(cm)	l (m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	5	10.65	0.08	0.072	0.0093	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4,45	6,03	0.089	0,072	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.6 Ferrailage des poutres:

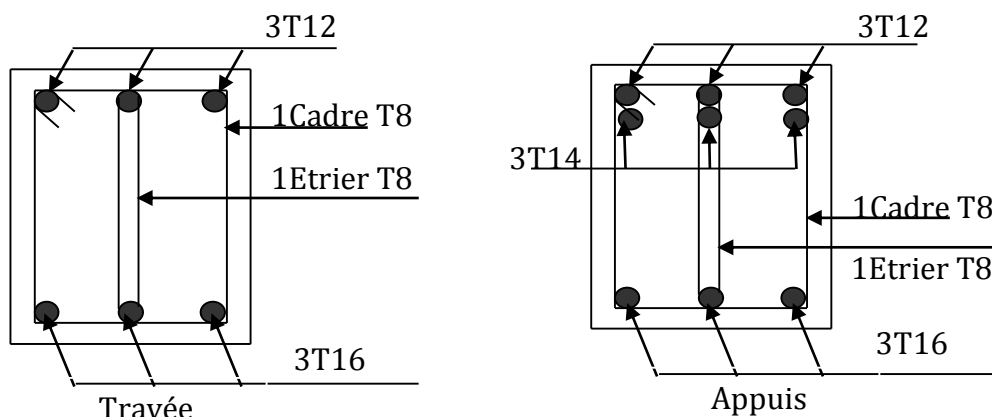


Figure 5- 1 : Poutre Principale du RDC et étage courant

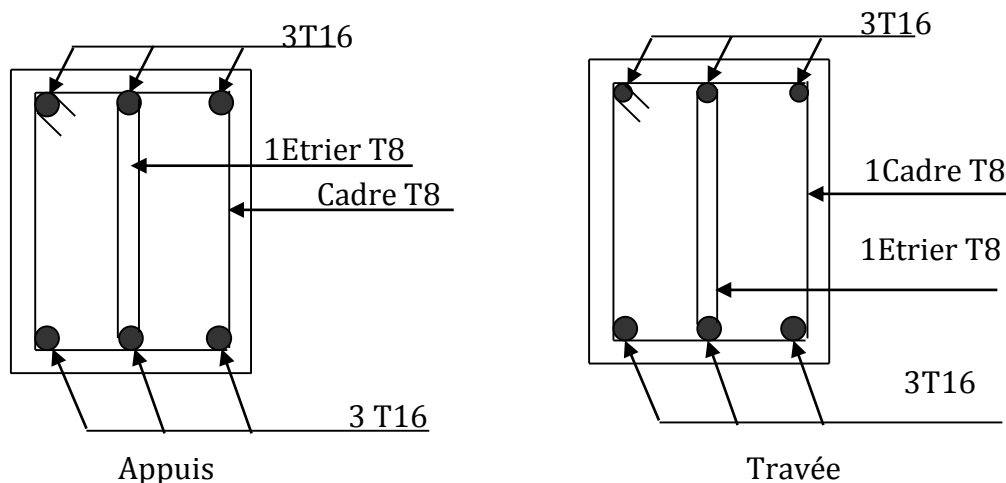


Figure 5- 2 : Poutre secondaire du RDC et étage courant

V.3 Etude des Poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par l' et h .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5- 5 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²) Zone courante	Amax (cm ²) zone de recouvrement
RDC	55×60	26,4	132	198
1 ^{er} , 2,3 ^{ème} étage	50×55	22	110	165
4 ^{ème} , 5 et 6 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	14,4	72	108
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35×40	11,2	56	84
Terrasse	30×35	8,4	42	63

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la

rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g: \text{l'élancement géométrique ,} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_{L\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_{L\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $At/t.b1$, en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%(t.b1) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%(t.b1) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5- 6 : Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1246	7,62	44,105	891,78	-135,63	13,74
1,2,3 ^{ème} étage	1173,28	28,99	59,04	643,82	-137,47	4,28
4,5 et 6 ^{ème} étage	1009,89	35,51	62,74	626,103	-329,51	14,053
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	722,732	25,04	63,38	253,87	-146,797	3,75
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	384,694 _u	27,65	48,21	129,394	-59,159	25,74
Terrasse	126,159 _u	16,42	42,035 _e	76,316	-12,73	44,75

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront Résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1246KN \rightarrow M_{cor} = 7,62KN.m$ (ELU)
- $M_{max} = 44,105KN.m \rightarrow N_{cor} = 891,78KN$ (ELU)
- $N_{min} = -135,63KN \rightarrow M_{cor} = 13,74KN.m$ (G+Q+Ey)

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55m$; $d' = 0.03m$.

$N = 1246KN$ (de compression)(ELU)

$M = 7,62KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0,0061m$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA' . Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$.

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 7,62 + 1246 \times 0.57 - 0.60/2 = 344,04 KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.60 \times 14.2 = 0.83 > [1246 \times (0.57 - 0.03) - 344,04] \times 10^{-3} = 0.328$$

$\Rightarrow (I)$ c'est pas vérifiée. \Rightarrow section partiellement comprimée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{344,04 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,135$$

$$\mu_{bu} = 0,135 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,183 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 15,62 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,528 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{344,04 \times 10^{-3}}{0,528 \times 348} = 18,72 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 18,72 - \frac{1246 \times 10^{-3}}{348} = -17,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 44,105 \text{ KN.m, } N = 891,78 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0,049 \text{ m} < (h/2) = 0,300 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 44,105 + 891,78 \times 0,57 - 0,60/2 = 284,88 \text{ KN.m.}$$

$$(0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,60 \times 14,2 = 0,83 > [891,78 \times (0,55 - 0,03) - 284,88] \times 10^{-3} = 0,178$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 779,635 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,112 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,149 \rightarrow z = 0,535 \text{ m} \rightarrow A = -10,35 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -135,63 \text{ KN} \rightarrow M = 13,74 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0,1 \text{ m} < (h/2) = 0,30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 13,74 - 135,63 \times 0,57 - 0,60/2 = -22,88 \text{ KN.m.}$$

$$(0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,60 \times 18,48 = 1,084 > [-135,63 \times (0,57 - 0,03) + 22,88] \times 10^{-3} = -0,050$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée. \Rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = -22,88 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = -0,0069 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = -0,0086 \rightarrow z = 0,571 \text{ m} \rightarrow A_1 = -1,00 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2,39 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5- 7 : Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	barres
RDC	55×60	0	2,39	26,4	28,65	4HA20+8HA16
1, 2, et 3 ^{ème} étage	50×55	14,43	14,43	22	22,24	8HA16+4HA14
4,5 et 6 ^{ème} étage	45×50	11,81	11,81	18	20,36	4HA16+8HA14
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	9,45	9,45	14,4	15,21	4HA14+8HA12
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35×40	0	2,54	11,2	13,57	12HA12
Terrasse	30×35	0	3,8	8,4	9,05	8HA12

V.3.5 Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales

pour les différents poteaux des différents niveaux. $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Tableau 5- 8 : Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm ²)	Amin (cm ²)	At ^{adop} (cm ²)	barres
55×60	1.6	63,92	64	10	15	1,49	2.47	3.02	6HA8
50×55	1.4	36,403	56	10	15	0.93	2.25	3.02	6HA8
45×50	1.4	42,58	56	10	15	1,19	2.025	3.02	6HA8
40×45	1.2	39	48	10	15	1,21	1,8	3.02	6HA8
35×40	1.2	35,78	48	10	15	0,83	1,575	3.02	6HA8
30×35	1.2	30,31	48	10	15	0,81	1.35	3.02	6HA8

V.3.6 Vérifications :

a) Vérification au flambement :

Selon le **BAEL (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$. L'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right. \quad L_f = l_0 \text{ longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 1246KN$$

$$l_f = 286cm \rightarrow \lambda = 16.48 < 50 \rightarrow \alpha = 0.813 / 1.10 = 0.739$$

$$Br = 0.60 - 0.025 \times 0.55 - 0.025 = 0.3018m^2.$$

$$N_u = 0.739 \times \left[\frac{0.3018 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28,65 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 11.50MN.$$

$N_d = 1,246MN < 11.91 MN \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau 5- 9 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC	55×60	408	286	16.48	0.739	28,65	0.3018	11,91	1,246	vérifiée
1,2et3 ^{ème} étage	50×55	288	201,6	12,69	0.752	22,24	0.2493	9,067	1,1631	vérifiée
4,5 et 6 ^{ème} étage	45×50	288	201,6	13,96	0,748	20,36	0,225	7,85	1,0091	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×45	288	201,6	15,51	0,743	15,21	0,1593	5,90	0,7227	vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×40	288	201,6	17,45	0,736	13,57	0,1218	4,90	0,3846	vérifiée
Terrasse	30×35	288	201,6	19,53	0,725	9,05	0,0893	3,28	0,1261	vérifiée

b) Vérification des contraintes :

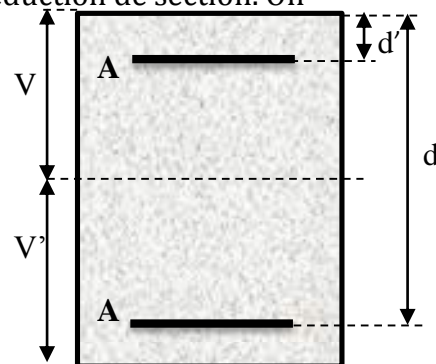
Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$



$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5- 10 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	RDC	1,2et3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} ,8 ^{ème} étage	9 ^{ème} ,10 ^{ème} étage	Terrasse
Section (cm²)	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
A' (cm²)	14,325	11,12	10,18	7,605	6,785	4,525
A (cm²)	14,325	11,12	10,18	7,605	6,785	4,525
V (cm)	58,61	52,02	47,01	42,46	37,46	32,99
V' (cm)	1,39	2,97	2,98	2,53	2,53	2,00
I_{yy'} (m⁴)	0.565	0,0234	0,0155	0,0102	0,005135	0,0035
N^{ser} (MN)	0,90938	0,84036	0,737	0,528	0,28	0,092
M^{ser} (MN.m)	0.00562	0,00545	0,0257	0,0174	0,0199	0,012
M_G^{ser} (MN.m)	0,402	0,206	0,188	0,1227	0,0675	0,026
σ_{bc1} (MPa)	2,53	2,96	3,66	3,33	2,97	1,91
σ_{bc2} (MPa)	2,43	2,35	2,83	2,56	1,66	0,71
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

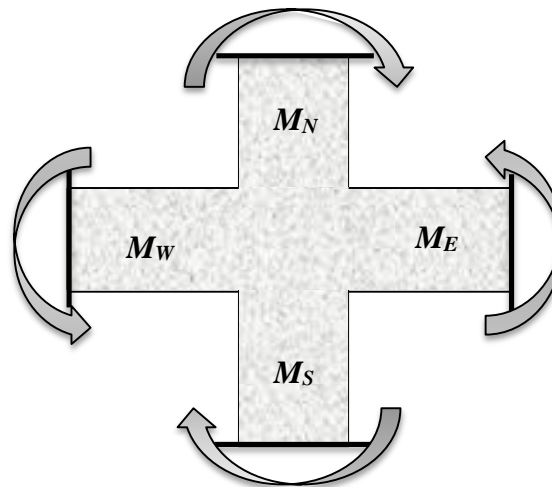
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 11 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	55×60	286	16,48	0.075	57	63,92	0.203	1.875	vérifiée
1,2, et 3^{ème}étage	50×55	201,6	12,69	0.075	52	36,403	0.140	1.875	vérifiée
4,5 et 6^{ème} étage	45×50	201,6	13,96	0.075	47	42,58	0.201	1.875	vérifiée
7^{ème}, 8^{ème} étage	40×45	201,6	15,51	0.075	42	39	0.23	1.875	vérifiée
9^{ème}, 10^{ème}étage	35×40	201,6	17,45	0.075	37	35,78	0.27	1.875	vérifiée
Terrasse	30×35	201,6	19,53	0.075	32	30,31	0.31	1.875	vérifiée

d) 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 **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

d-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,

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 5- 12 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC	55×60	54	28,65	538,390
1,2 et 3 ^{ème} étage	50×55	49.5	22,24	383,106
4,5 et 6 ^{ème} étage	45×50	45	20,36	318,837
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	40.5	15,21	214,369
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35×40	36	13,57	170,004
Terrasse	30×35	31.5	9,05	99,206

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau 5-13). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

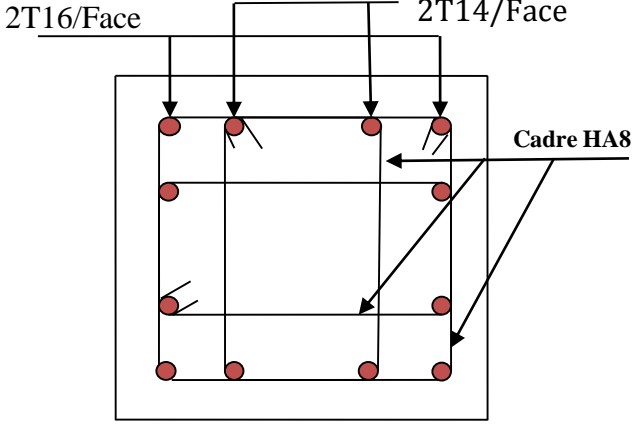
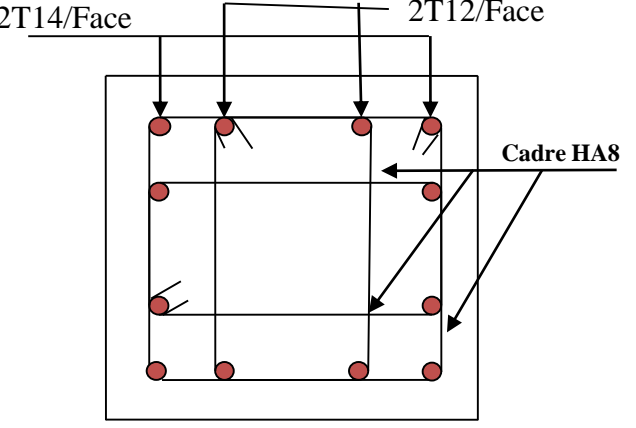
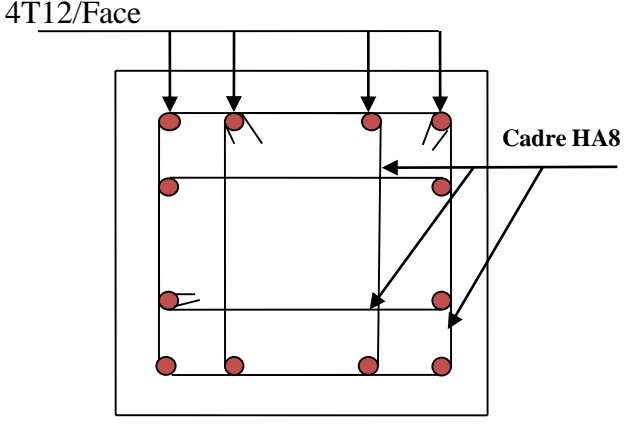
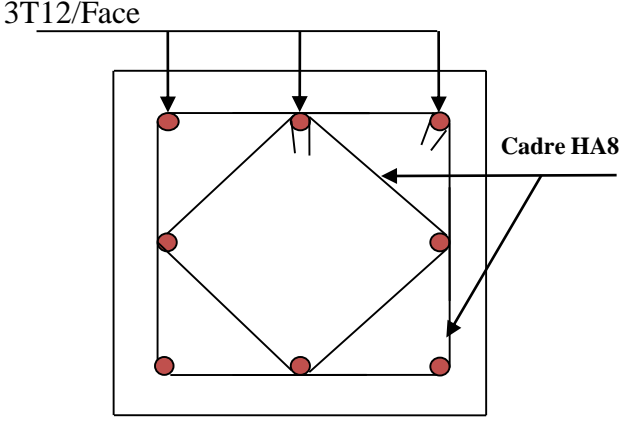
Tableau 5- 13 : Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25(M_W+M_E)$	Obs
RDC	538,390	538,390	1076,78	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage1	383,106	538,390	921,496	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage2	383,106	383,106	766,212	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage3	383,106	383,106	766,212	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage4	318,837	383,106	701,943	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Etage5	318,837	318,837	637,674	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Etage6	318,837	318,837	637,674	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Etage7	214,369	318,837	533,239	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Etage8	214,369	214,369	428,738	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Etage9	170,004	214,369	384,373	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage10	170,004	170,004	340,008	100,34	100,34	250,85	Vérifiée
Terrass	99,206	170,004	269,210	100,34	100,34	250,85	Vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Tableau 5- 14 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage
Poteaux (55x60)	Poteau (50x55)
4,5 et 6^{ème} étage	7^{ème}, 8^{ème} étage

	
Poteau (45x50)	Poteau (40x45)
	
Poteau (35x40) 9ème, 10ème étage	Poteau (30x35) Terrass

V.4 Étude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque Structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont 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.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2 Recommandations du RPA99/2003 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces Verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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) Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes : [7.7.4.3]

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec: } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5- 15 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
RDC	V_{x1}	1974,22	679,63	679,63	1974,22	-228,4	431,20	77,56
1,2et3 ^{ème} étage	V_{x1}	1796,83	596,38	596,38	1796,83	-24,23	377,93	33,24
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	765,84	164,64	494,49	514,95	-25	106,95	116,108
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x1}	521,51	83,04	315,94	356,82	-18,75	55,42	145,99

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à $x-x'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$$L = 1,5 \text{ m, } d = 1.47 \text{ m, } e = 0.20 \text{ m.}$$

$$N_{max} = 1974,22KN \text{ (compression), } M_{cor} = 679,63KN. m. \text{ (Combinaison ELU).}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.34m < \frac{l}{2} = 0.75m \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 679,63 + 1974,22(1,47 - 0,75) = 2101,06 \text{ KN.m}$$

$$1974,22 \times 1,47 - 0,03 - 2101,06 = 0,74181 < 0,337 \times 1,5 - 0,81 \times 0,03 \times 1,5 \times 0,2 \times 14,2 = 2,049$$

Non vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2101,06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.47^2 \times 14.2} = 0.342$$

$$\mu_{bu} = 0.342 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.548$$

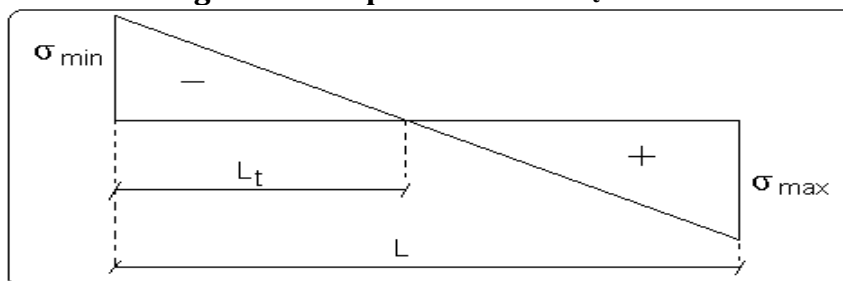
$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.14m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2101,06 \times 10^{-3}}{1.14 \times 348} = 52,96 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 52,96 - \frac{1974,22 \times 10^{-3}}{348} = -3,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1974,22 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} + \frac{679,63 \times 10^{-3}}{0,05625} \times 0,75 = 15,64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1974,22 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} - \frac{679,63 \times 10^{-3}}{0,05625} \times 0,75 = -2,48 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{2,48 \times 1,5}{2,48 + 15,64} = 0,205 \text{ m.}$$

b) Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 77,56 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \leq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 77,56 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,47} = 0,369 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times S_h = 0,15\% \times 0,2 \times 0,15 = 0,6 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 679,63 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1974,22 \text{ KN}$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = -228,4 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 431,20 \text{ KN.m. (G+Q-EX).}$$

a) Armatures verticales :

$$e_G = 1,88 \text{ m} > (h/2) = 0,75 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 431,20 + 228,4 \times (1,47 - 0,75) = 595,64 \text{ KN.m.}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 595,64 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,0334 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,0424 \rightarrow z = 1,445 \rightarrow A_s = 10,32 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 6,51 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -4,98 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,65 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile V_{x1}

$$A_V \geq 10,32 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

- Vérifications:

$$A_{\min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 65 = 2,6 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0,1\% \times 20 \times (150 - 2 \times 65) = 0,4 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA). Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} \geq 2,6 \text{ cm}^2$. $A_{V(ZC)} \geq 0,4 \text{ cm}^2$

On opte pour : 14HA12 = 15,83 cm² (Schéma ferrailage Figure 5-4)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y1} dans les autres niveaux :

Tableau 5- 16 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1.50	0.2×1.50	0.2×1.50	0.2×1.50
M(KN)	-431,20	377,9	164,64	83,04
N(KN)	228,84	24,23	765,84	521,51
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	77,56	33,24	116,6108	146
τ(MPa)	0,37	0,172	0,602	0,757
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10,32	7,41	15,74	9,81
A_v^{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5
A_v^{adop} (cm ²)	15,83	14,38	15,82	11,30
N^{bre} /par face	14HA12	2HA14+10HA12	14HA12	10HA12
S_t(cm)	10	10	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	0,46	0,22	0,75	0,95
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	15

Tableau 5- 17 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	6 ^{ème} étage	7,8 ^{ème} étage	9 et 10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN)	118,36	92,07	13,93
N(KN)	-674,61	585,82	-146,97
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Tendue
V (KN)	115,74	64,75	66,82
τ(MPa)	0,9	0,50	0,52
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11,17	10,77	2,36
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3

A_v^{adop} (cm ²)	11,30	11,30	7,90
N^{bre} /par face	10HA12	10HA12	10HA10
S_t (cm)	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1,13	0,63	0,65
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau 5- 18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	6 ^{eme}	7,8 ^{ème} étage	9 et 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×0,8	0.2×0,8	0.2×0,8
M(KN)	341,31	16,49	13,39
N(KN)	609,13	-50,36	-26,17
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	82,22	47,98	45,505
τ (MPa)	0,8	0,466	0,442
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5,21	1,182	0,78
A_v^{min} (cm ²)	2,4	2,4	2,4
A_v^{adop} (cm ²)	9,04	6,32	4,74
N^{bre} /par face	8HA12	8HA10	6HA10
S_t (cm)	10	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	1	0,58	0,55
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1	1
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau 5- 19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.80	0.2×1.80	0.2×1.80	0.2×1.80
M(KN)	1217,23	456,48	184,48	124,3
N(KN)	1500	-66,66	622,131	416,6

section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	182,25	104,86	74,85	146,49
τ(MPa)	0,831	0,453	0,323	0,633
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	18,06	7,92	13,36	8,96
A_v^{min} (cm²)	5,4	5,4	5,4	5,4
A_v^{adop} (cm²)	18,48	9,43	13,56	9,48
N^{bre} /par face	12HA14	12HA10	12HA12	12HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)	1,04	0,57	0,4	0,79
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm²)	1,57	1	1	1
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5- 20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	6 ^{ème} étage	7,8 ^{ème} étage	9,10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×2,00	0.2×2,00	0.2×2,00
M(KN)	1176,18	538,1	352,58
N(KN)	-198,42	-63,67	-45,4
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	336,95	196,09	147,73
τ(MPa)	1,31	0,724	0,575
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	18,83	8,31	5,48
A_v^{min} (cm²)	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	19,42	9,48	9,48
N^{bre} /par face	2HA16+10T14	12HA10	12HA10
S_t (cm)	15	15	20
A_h^{cal} (cm²)	1,64	0,9	0,72
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm²)	2,26	1.58	1
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	15

V.3.5 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) comme exemple

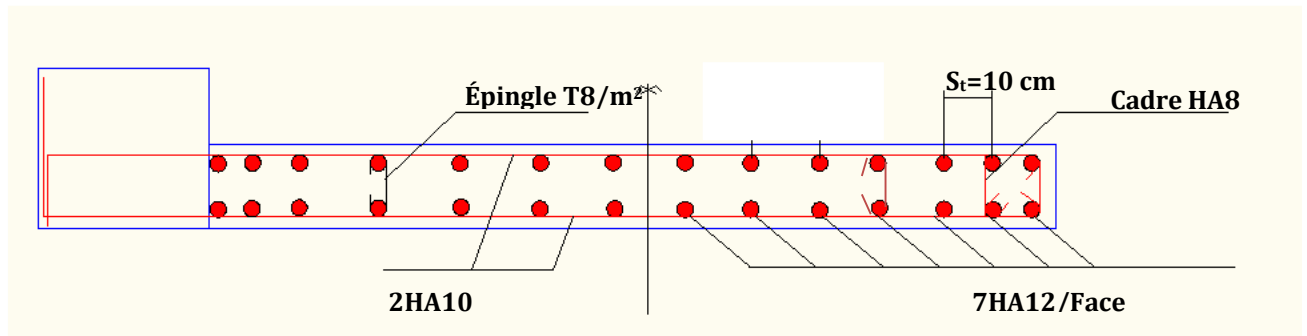


Figure 5- 3 : Schéma de ferrailage de voile (V_{y1})

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

Chapitre 6

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 INTRODUCTION :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les charges et surcharges de la structure, L'étude d'une fondation est divisée en deux parties, l'étude du sol d'assise et l'étude de la fondation proprement dite. L'étude du sol nous renseigne sur la capacité du sol et la profondeur d'ancrage. Le calcul de fondation proprement dite est la détermination de ses dimensions et de son ferrailage. On a deux grandes familles de fondations : fondations superficielles et profondes. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et sa réalisation assurent une bonne répartition des charges et évitent les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.6bars.

Dans notre cas on a trois types de fondations à étudier celles qui se situent au niveau $Z=0$ (type I), le deuxième au niveau $Z=12,72\text{m}$ (type II) et l'autre type au niveau $Z=19,92\text{m}$ (type III). On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

VI.4 Etude des fondations (Type I) :

VI.4.1 Vérification de La semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000V14.

S : surface d'appui de la semelle. $S=A \times B$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 962,47 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots (2) \text{ Avec } a, b \text{ dimensions du poteau}$$

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{0,55 \times 962,47 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,16}} \Rightarrow B \geq 2,34 \text{ m} \Rightarrow 2,8 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} B = 3,05 \Rightarrow 3,20 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 1,05m et 3,5m

Et selon y-y' l'entraxe varie entre 1,65 et 4,5 On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2 Les semelles filantes :

VI.4.2.1 Dimensionnement :

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon x-x'. Les autres semelles seront calculées de la même manière

1- Selon X-X' :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1=962,47 \text{ KN}$, $N_2=754,53\text{KN}$, $N_3=763,16\text{KN}$, $N_4=589,67\text{KN}$; $N_5=772,69\text{KN}$,
 $N_6=756,22\text{KN}$, $N_7=814,16\text{KN}$;

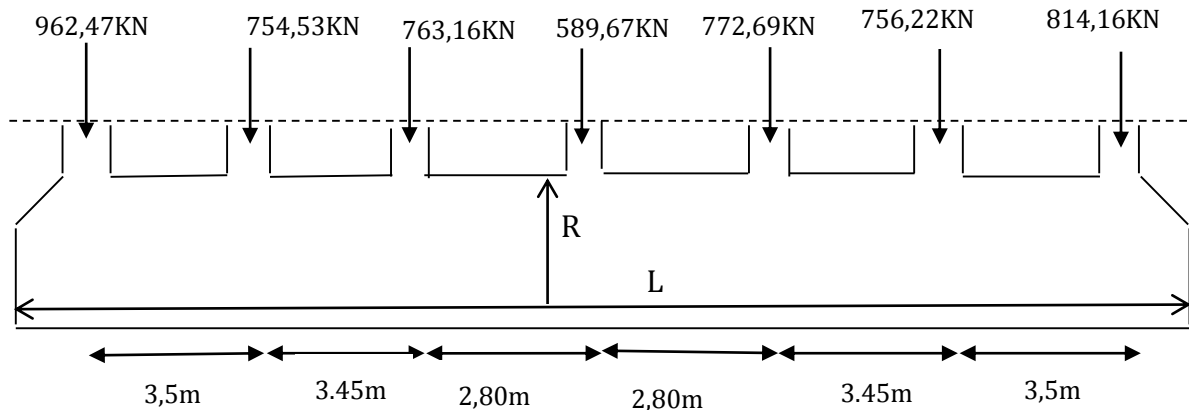


Figure 6- 1 : Semelle filante type2 selon xx

$$\sum N_i = 5413\text{KN}.$$

Avec : $R = \sum N_i = 5413\text{KN}$
 $L = \sum l_i + a + 20\text{cm} = 19,5 + 0,6 + 0,2 = 20,30\text{m}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5,413}{0,16 \times 20,3} = 1,66\text{m} \quad \text{On opte pour } B=2,00\text{m}.$$

VI.4.2.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{2-0,55}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq 41,25\text{cm}$$

On opte pour **h=45cm**.

VI.4.2.3 Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.55 + 0.60 + 2 \times 0.45) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 4.1\text{m}$$

$$0.045 \times 4.1 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 1383,75\text{KN} \Rightarrow Q_u = 962,47\text{KN} \leq 1383,75\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.2.4 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

On a : $I_y = 1324,23\text{m}^4$; $I_x = 13,5\text{m}^4$, et $X_G = 10,15\text{m}$; $Y_G = 1\text{m}$;

Sens X-X : $N = 5413 \text{KN}$; $M_x = 116,94 \text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,142 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,124 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,13 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,16 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y : $N = 5413 \text{KN}$; $M_y = 1179,39 \text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,142 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,124 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,13 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,16 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.4.2.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens X-X :** $e = \frac{116,94}{5413} \Rightarrow e = 0,021 \text{m} < \frac{2,00}{4} = 0,5 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

• **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{1179,39}{5413} \Rightarrow e = 0,21 \text{m} < \frac{20,3}{4} = 5,075 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.4.2.6 Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

S_s : Surface de la semelle = 40,6m

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique)

H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 1.50 \text{m}$).

$$N = 5413 \geq 1.5 \times 1.50 \times 40,6 \times 10 = 913,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.4.2.7 Ferrailage :

a- Principale :

$$A_{s//B} = \frac{N \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,413 \times (2,0 - 0,55)}{8 \times 0,42 \times 400} = 58,39 \text{cm}^2$$

b- Secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i

donc on met seulement des aciers de construction. $A_r = \frac{A_s}{3} = 19,46 \text{cm}^2$

Soit : $S_{//B} = 75T10 = 58,90\text{cm}^2; St = 26\text{cm}$
 $S_{//L} = 10T16 = 20,11\text{cm}^2; St = 15\text{cm}$

VI.4.2.8 Calcul de la poutre de rigidité :

- **Dimensionnement :**

$L = 3.5 \Rightarrow \frac{L}{9} \leq h_{poutre} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 38,88 \leq h_{poutre} \leq 58,33\text{cm}$; Avec L : entre-axe max entre deux poteaux On prend **h=55cm ; b=55cm.**

- **Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

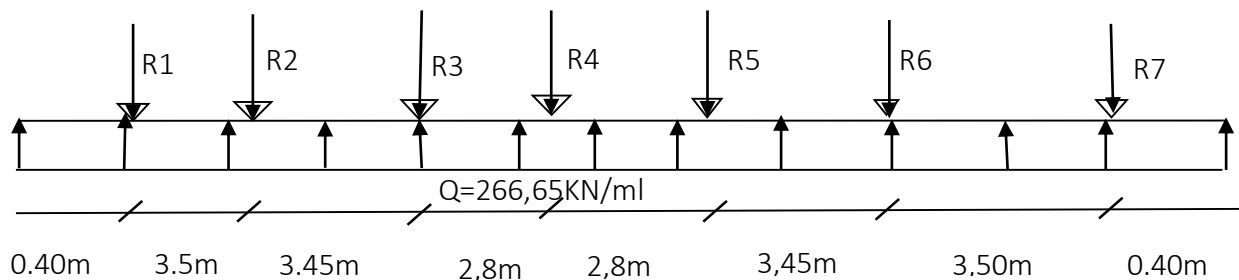


Figure 6- 2 : Schéma statique de la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{\sum N}{L} \Rightarrow q_u = \frac{5413}{20,30} \Rightarrow q_u = 266,65\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \Rightarrow q_s = \frac{4989,145}{20,30} \Rightarrow q_s = 245,77\text{KN} / \text{ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le (Tableau 6-1)

Tableau 6- 1 : ferrailage de la poutre de rigidité.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Sens x-x	Travée	263,098	13,32	3,45	4T20+2T16=16,59
	Appui	-320,21	16,41	3,45	4T20+2T16=16,59

A l'ELU :

Condition de non fragilité: $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 3.45\text{cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{588,3 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52} \Rightarrow \tau_u = 2,05\text{MPa} > \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6- 2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
travée	242,49	17,63	394427	10,94	15	320,06	201.63
appui	-295,14	17,63	394427	13,19	15	385,67	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on redimensionne à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Après avoir fait les itérations on trouve les résultats suivant :

Tableau 6- 3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	β	α	A _s (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix par (m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	242,49	8,08×10 ⁻³	0,407	26,76	29,46	6T25	9,01	186,06
Appuis	-295,14	9,842×10 ⁻³	0,4401	32,98	38,85	3T32+3T25	10,07	172,96

VI.4.2.9 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(15, 71; 55; 16) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 15.71 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 8mm$.

VI.4.2.10 Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 4HA10 = 3,16 \text{ cm}^2$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0.468; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3,16 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} = 57,45cm.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3,16 \times 10^{-4} \times 400}{0.55[2,056 - 0.3 \times 2.1]} = 12.89cm$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

VI.4.2.11 Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 55cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section **$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ de Hauteur**, comme $h = 55\text{cm}$ donc :

$$A_p = 3 \times 0,55 = 1,65\text{cm}^2, \text{ soit } 2HA12 = 2,26\text{cm}^2 / \text{face}$$

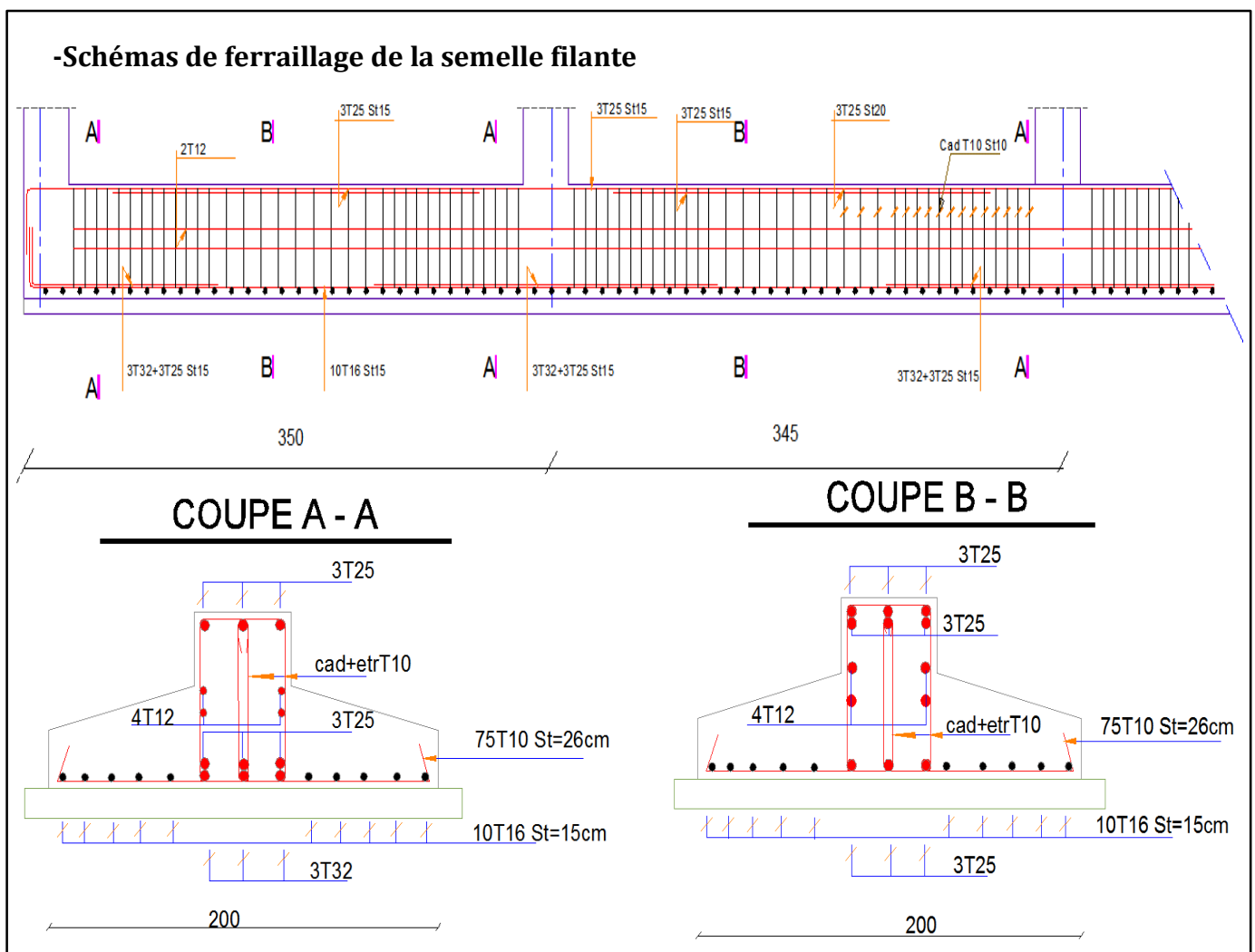


Figure 6- 3 : schémas de ferrailage de la semelle filante type1 selon X-X

VI.5 Etude des fondations type II :

VI.5.1 Vérification des semelles isolées :

VI.5.1.1 Dimensionnement :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (50×45).

$N = 591,89 \text{ KN}$; $M = 12,77$; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.16 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

semelle et poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$

$$D'ou \Rightarrow \begin{cases} A = 2,5m. \\ B = 2m. \end{cases}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens X est de 3.5m. On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens X

VI.5.1.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) + 5cm$$

$$\Rightarrow h \geq \max\left(\frac{2-0.45}{4}; \frac{2,50-0.5}{4}\right) + 5cm = \max(43,75; 55) \Rightarrow h \geq 55cm$$

On opte pour **h=55cm**.

VI.5.1.3 Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a+b+2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.45+0.50+2 \times 0.55) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 4.1m$$

$$0.045 \times 4.1 \times 0.55 \times \frac{25}{1.5} = 1691,25 \text{ KN} \Rightarrow Q_u = 591,89 \text{ KN} \leq 1612,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

VI.5.1.4 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a : $I_x = 2,604 \text{ m}^4$; $I_y = 1,67 \text{ m}^4$, et $X_G = 1 \text{ m}$; $Y_G = 1,25 \text{ m}$

Sens X-X : $N = 591,89\text{KN}$; $M_x = 7,40\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.122\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.115\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.12\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.16\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y : $N = 591,89\text{KN}$; $M_y = 1,21\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.119\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.117\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.118\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.16\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.5.1.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X : $e = \frac{7,40}{591,89} \Rightarrow e = 0,013\text{m} < \frac{2,00}{4} = 0,5\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Dans le sens Y-Y : $e = \frac{1,21}{591,89} \Rightarrow e = 0,002\text{m} < \frac{2,50}{4} = 0,625\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.5.1.6 Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

S_s : Surface de la semelle = 5m^2

H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 1,5\text{m}$).

$N = 591,89 \geq 1.5 \times 1,5 \times 5 \times 10 = 112,5\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

VI.5.1.7 Ferrailage :

$N = 591,89\text{kn}$

$M = 12,77\text{kn.m}$

si $\begin{cases} e_0 \leq \frac{a}{6} \\ e_0 \leq \frac{A}{24} \end{cases} \Rightarrow \text{methode des bielles avec } N' = N(1 + \frac{3e_0}{A})$

$e_0 // A$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12,77}{591,89} = 0,021m.$$

$$\begin{cases} \frac{a}{6} = \frac{0,50}{6} = 0,083m > e_0 \\ \frac{A}{24} = \frac{2,5}{24} = 0,104m > e_0 \end{cases}$$

$$N' = 591,89 \left(1 + \frac{3 \times 0,021}{2,5} \right) = 606,805 \text{Kn}$$

$$A_{S//A} = \frac{N \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,6068 \times (2,5 - 0,5)}{8 \times 0,52 \times 400} = 7,29 \text{cm}^2.$$

$$A_{S//B} = \frac{N \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,6068 \times (2 - 0,45)}{8 \times 0,52 \times 400} = 5,65 \text{cm}^2.$$

soit :

$$S_{//A} = 10T10 = 7,85 \text{cm}^2; St = 20 \text{cm}$$

$$S_{//B} = 8T10 = 6,28 \text{cm}^2; St = 25 \text{cm}$$

VI.5.1.8 Calcul des longrines :

a- Dimensionnement :

Les dimensions des longrines dépendent du type de sol.

Sol S₃ [Annexe I] \Rightarrow **b=25cm, h=30cm.**

Les longrines sont calculées à la traction simple sous l'effort : $F_t = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20 \text{KN}\right)$

α : coefficient qui dépend de la catégorie de site et de la zone sismique donnée par le (RPA, 2003) site S3 $\Rightarrow \alpha = 12$ (ART10.1.1)

$$F_t = \max\left(\frac{606,805}{12}; 20 \text{KN}\right) = \max(50,57; 20 \text{KN}) = 50,57 \text{KN}$$

b- Ferrailage :

$$A = \frac{F_t}{f_{st}} = \frac{50,57 \times 10^{-3}}{400} = 1,26 \text{cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,6\% S = \frac{0,6}{100} \times 0,25 \times 0,30 = 4,5 \text{cm}^2$$

$$A < A^{\min} \text{ donc } A = 4,5 \text{cm}^2; \text{ soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{cm}^2$$

Les cadres ϕ_6 sont utilisés avec un espacement :

$$S_t \leq \min(15\phi; 20 \text{cm}) = \min(18; 20 \text{cm})$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{cm}.$$

VI.6 Etude des fondations type III :

VI.6.1 Vérification des semelles isolées :

VI.6.1.1 Dimensionnement :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (50×45).

$N = 596,91 \text{ kN}$; $M^{cor} = 35,31 \text{ kN.m}$; $\overline{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

semelle et poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$

$$D'où \begin{cases} A = 2,30 \text{ m.} \\ B = 2,00 \text{ m.} \end{cases}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens X varie entre 3m et 3.5m. On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens X, dans le sens Y il n'y a pas de chevauchement car l'entraxe des portiques est de 5m.

Le calcul se fait d'une manière similaire que le cas précédent les résultats sont résumés ci-dessous

• Calcul de la hauteur de la semelle :

$$\Rightarrow h \geq \max\left(\frac{2-0,45}{4}; \frac{2,30-0,5}{4}\right) + 5 \text{ cm} = \max(38,75; 45) + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 50 \text{ cm.}$$

On opte pour $h = 50 \text{ cm}$.

VI.6.1.2 Vérification au poinçonnement :

$$\mu_c = 3,9 \text{ m} ; h = 0,5 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow Q_u = 596,91 \text{ kN} \leq 14625,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.6.1.3 Vérification de la contrainte du sol :

$$\text{On a : } I_x = 1,53 \text{ m}^4 ; I_y = 2,0278 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 1 \text{ m} ; Y_G = 1,15 \text{ m}$$

Sens X-X : $N = 596,91 \text{ kN}$; $M_x = 25,83 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{moy} = 0,1325 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y : $N = 596,91 \text{ kN}$; $M_y = 27,52 \text{ kN.m}$.

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = 0,1325 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VI.6.1.4 Vérification de la stabilité au renversement :

Dans le sens X-X : $e = \frac{25,83}{596,91} \Rightarrow e = 0,043m < \frac{2,00}{4} = 0,5m$ Vérifiée

Dans le sens Y-Y : $e = \frac{27,52}{596,91} \Rightarrow e = 0,046m < \frac{2,3}{4} = 0,575m$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.6.1.5 Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w ; S_s = 4,6m^2; H = 1,5m ; F_s = 1,5 ; \gamma_w = 10Kn/m^3$$

$$N = 596,91 \geq 1,5 \times 1,5 \times 4,6 \times 10 = 103,5KN \text{ vérifiée.}$$

VI.6.1.6 Ferrailage :

$$N^{\max} = 596,91Kn ; M^{\text{cor}} = 35,31Kn.m$$

Le calcul de ferrailage se fait d'une manière similaire que le cas précédent les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6- 4 : Ferrailage de la semelle isolée

$e_0 = \frac{M^{\text{cor}}}{N^{\max}}$ (m)	$\frac{a}{6}$ (m)	$\frac{A}{24}$ (m)	$N' = N(1 + \frac{3 \times e_0}{A})$ (kn)	$\frac{A}{24} > e_0$	$\frac{a}{6} > e_0$	$S_{//A}$ (cm ²)	$S_{//B}$ (cm ²)
0,059	0,083	0,096	642,85	vérifiée	vérifiée	7,70	6,63

$$S_{//A} = 11T10 = 8,64cm^2; St = 20cm$$

$$S_{//B} = 8T10 = 6,28cm^2; St = 25cm$$

VI.6.1.7 Calcul des longrines :

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

Tableau 6- 5 : Ferrailage de longrine

Type de sol	Section Cm ²	F _t (KN)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{ado} (Cm ²)	A _t (Cm ²)	S _t (Cm)
S ₃	25* 30	53,57	1,34	4,5	4T12=4,52	2T6=0,57	15

-Schémas de ferrailage de la semelle isolée :

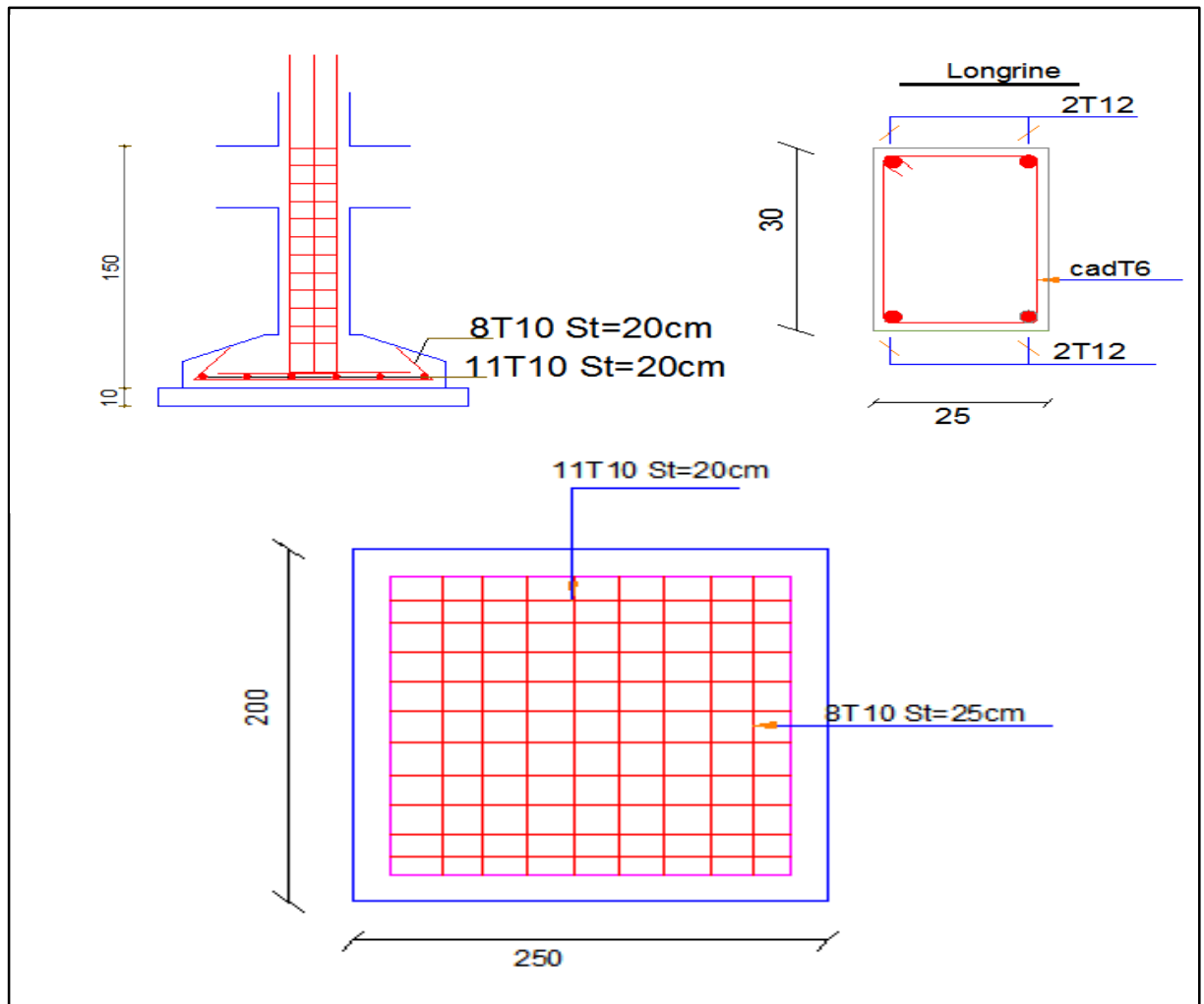


Figure 6- 4 : schémas de ferrailage de la semelle isolée Type2

VI.7 Voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un 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.

VI.7.2 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=4,08$ m
- La longueur $L=5$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.7.3 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 8^\circ$
- La cohésion $c = 20 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.7.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 4,08 \times (19 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2})) - 2 \times 20 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}) = 23,80 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 7,55 \text{ KN} / \text{ml}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

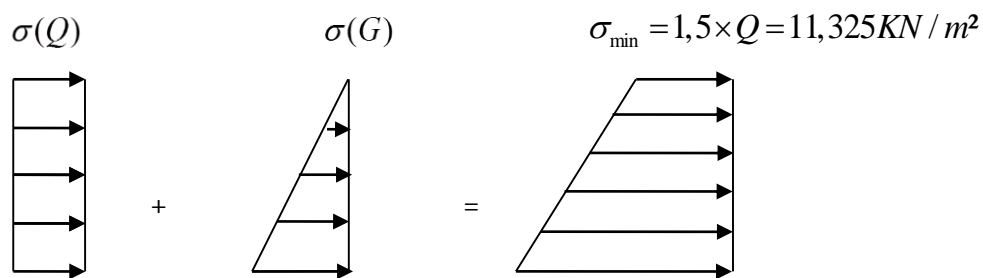


Figure 6- 5 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 43,455 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 35,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 35,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 4,08 \text{ m} \\ L_y = 5 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans le plancher en dalle pleine (page 66). Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA/2003. (art. 10.1.2)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6- 6 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	27,56	0,135	0.182	11,12	7,12	1.5	7HA14 = 10,78
	y-y	16,91	0.082	0.108	11,48	4,23	1.5	5HA12 = 5,65
Appui		16,21	0.079	0.103	11,50	4,05	1.5	5HA12 = 5,65

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens xx : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \\ \text{sens yy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

VI.7.5.1 **Vérifications :**

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

Tableau 6- 7 : Vérification de la condition de non fragilité

ρ	A_x^{\min} (cm ² /ml)	A_{tx} (cm ² /ml)	A_y^{\min} (cm ² /ml)	A_{ty} (cm ² /ml)	Obs
0,81	1,31	10,78	1,2	5,65	Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau 6- 8 : Vérification de l'effort tranchant

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
50,06	0,417	2,5	Vérifiée

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0671$$

$$\mu_y = 0.7246$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 23.8 + 1 \times 7.55 = 31.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 7.55 = 7.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 31.35 + 7.55}{4} = 25.4 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m = 25.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L^2 \Rightarrow M_x = 0.0671 \times 25,4 \times (4,08)^2 = 28,37 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7246 \times 28,37 = 20,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 24,11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 17,47 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Moment en appui :** $M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 14,18 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times d - y .$$

Tableau 6- 9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	24,11	4,81	12069	9,62	215,23
	YY	17,47	3,74	7556,7	8,67	286,17
Appuis		14,18	3,74	7526,1	7,052	233,49

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va

On redimensionne la section des aciers a l'ELS :

Sens y-y :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{17,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 6,01 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.361$

$$A_{st} = 8,2 \text{ cm}^2 ; \sigma_s = 180,36 \text{ MPa}$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{ty} = 6 \text{ HA14} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Sens x-x :

$$\alpha = 0.412 ; A_s = 11,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{tx} = 8 \text{ HA14} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\sigma_s = 189,21 \text{ MPa}$$

Appuis:

$$\alpha = 0.331; A_s = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{apv} = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\sigma_s = 196,041 \text{ MPa}$$

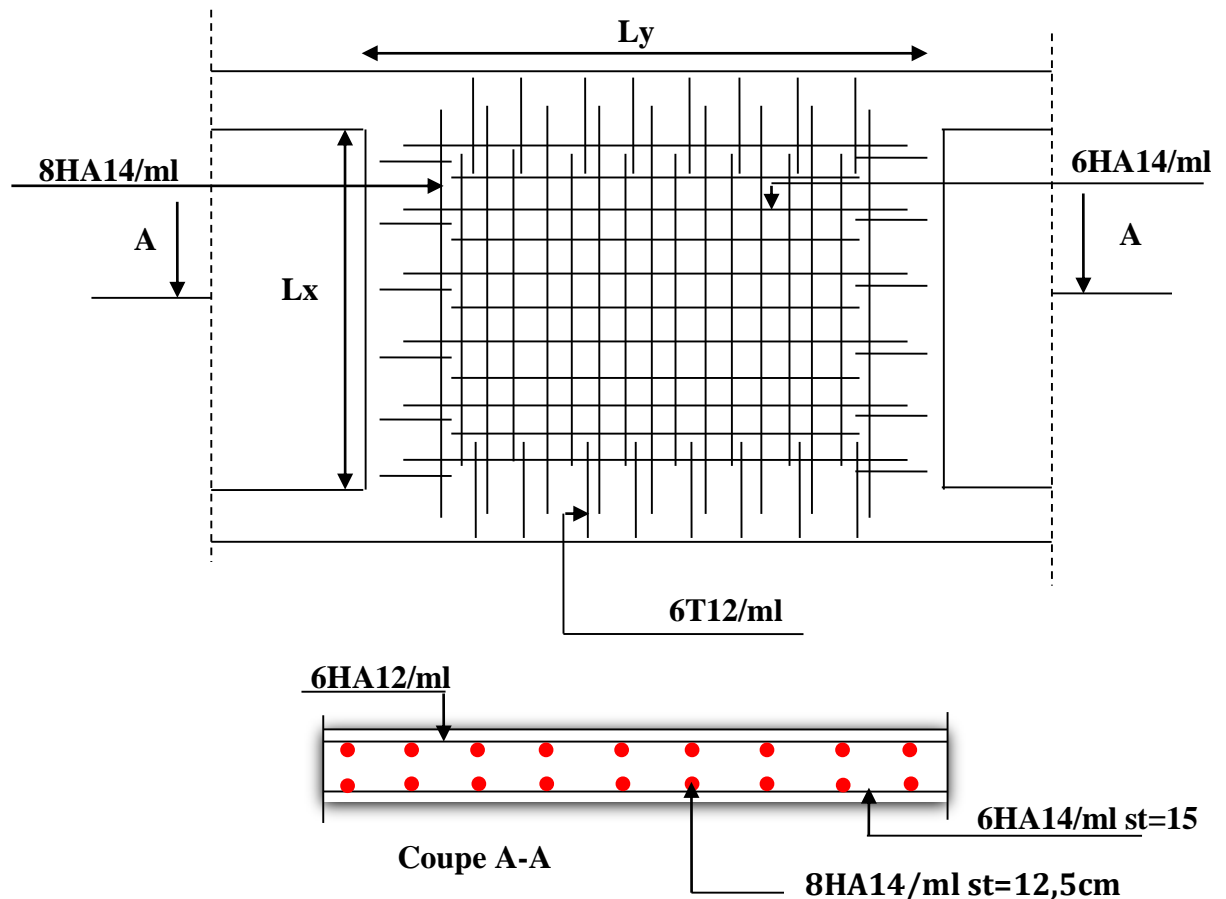
VI.7.5.2 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

Figure 6- 6 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.8 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure dans notre cas nous avons 3 types de fondations.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées pour le premier type, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, nous avons donc opté à des fondations sur semelle filante pour le premier type. Et des semelles isolées pour le deuxième et le troisième type.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le SAP 2000 et Robot Millennium ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique des structures afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel SAP2000. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Bibliographie

BIBLIOGRPHIE

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- [5] V.Davidovici : « La construction en zone sismique ». Editions le Moniteur. Paris(1999).
- [6] Cours de béton armé, 3ième et 1ere année Master Génie Civil.
- [7] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [8] Enciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE I

VII. CONCLUSION

Le site destiné pour la construction de 288 logements promotionnels projetée au village d'Akbou est situé sur un terrain en pente :

Le sous sol du site est constitué par :

- Argiles graveleuses.
- Argiles beiges à jaunâtres.
- Marnes schisteuses moyennement compactes à compactes.

En se basant sur la nature du sous-sol du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques et géotechniques, nous vous recommandons des fondations superficielles qu'il y a lieu d'ancrer à 1.5 m de profondeur après terrassement et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1,6$ bars.

Le site est situé sur un terrain en pente, il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales.

Les terrassements en grande masse vont laisser des talus, d'où il y a lieu de construire des murs de soutènements avec un système de drainage adéquat, afin d'assurer la stabilité du site.

Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des murs de soutènements sont :

$$Q_{adm} = 1,6 \text{ bars}$$

$$\gamma_h = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$0.2 \leq C_{uu} \leq 0.8 \text{ bars}$$

$$8^\circ \leq \phi_{uu} \leq 15^\circ$$

Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondation.

Ingénieur charge de l'étude

T. GHANEM



ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

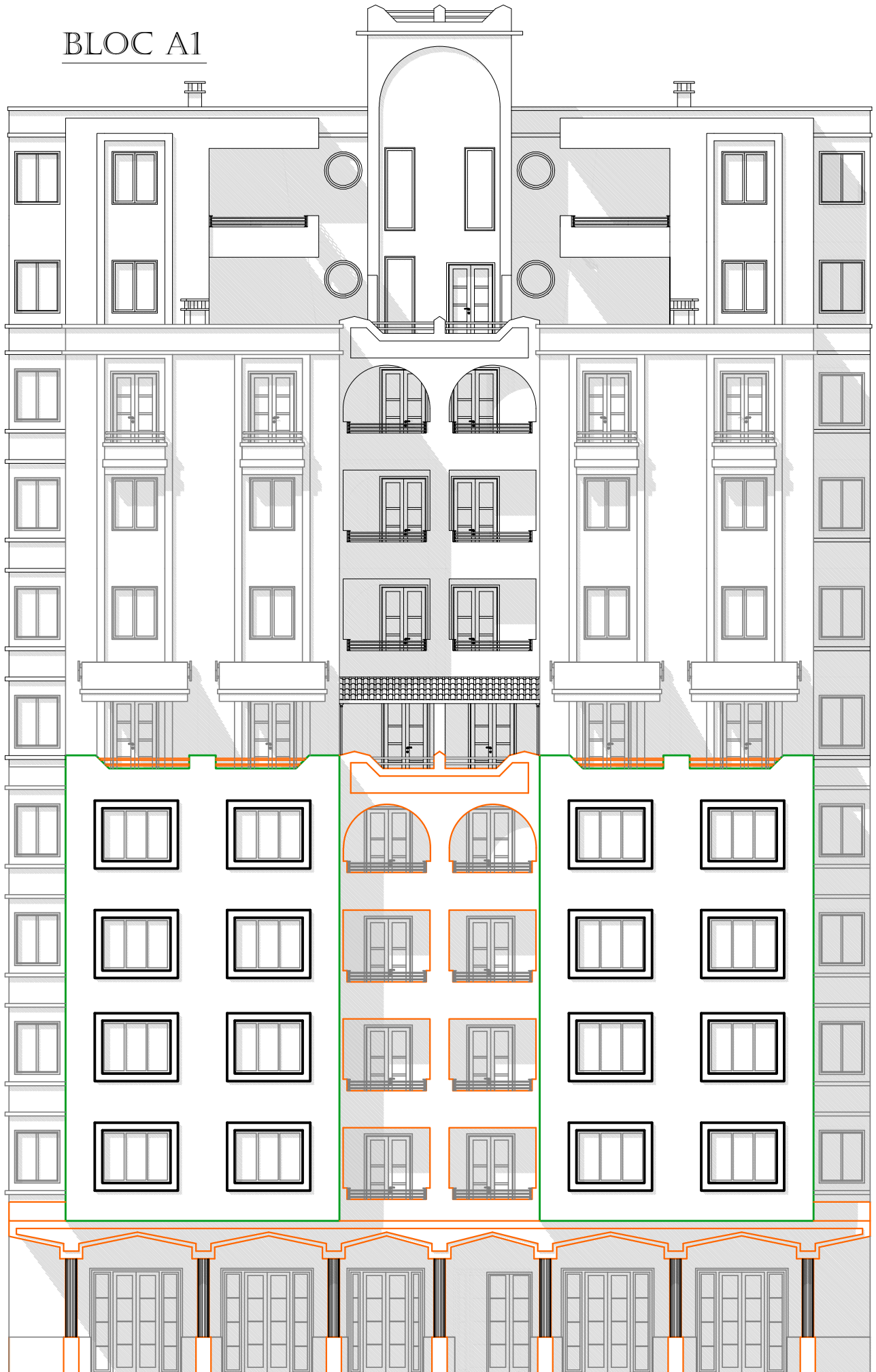
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 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

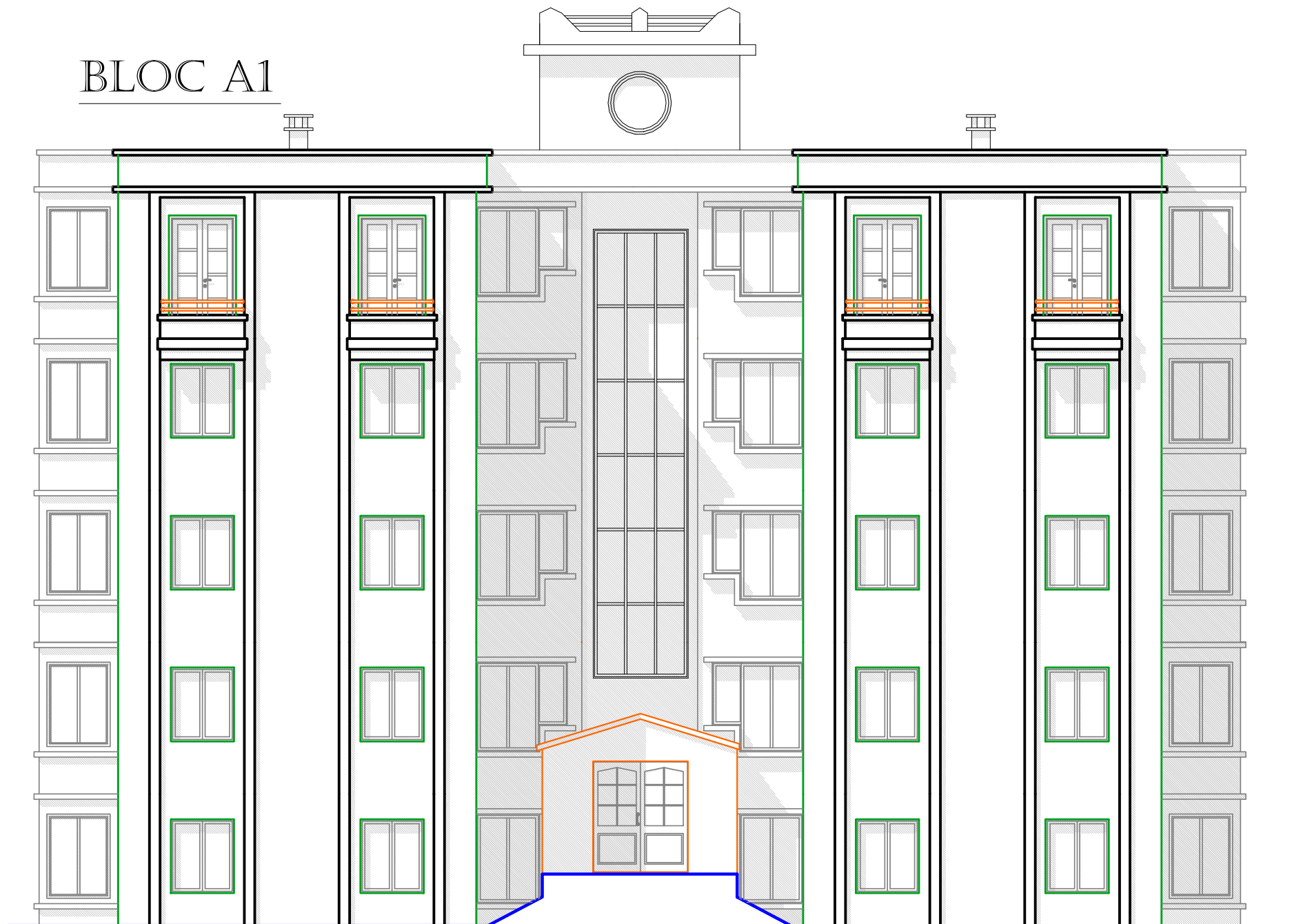
Plan de la Structure

BLOC A1

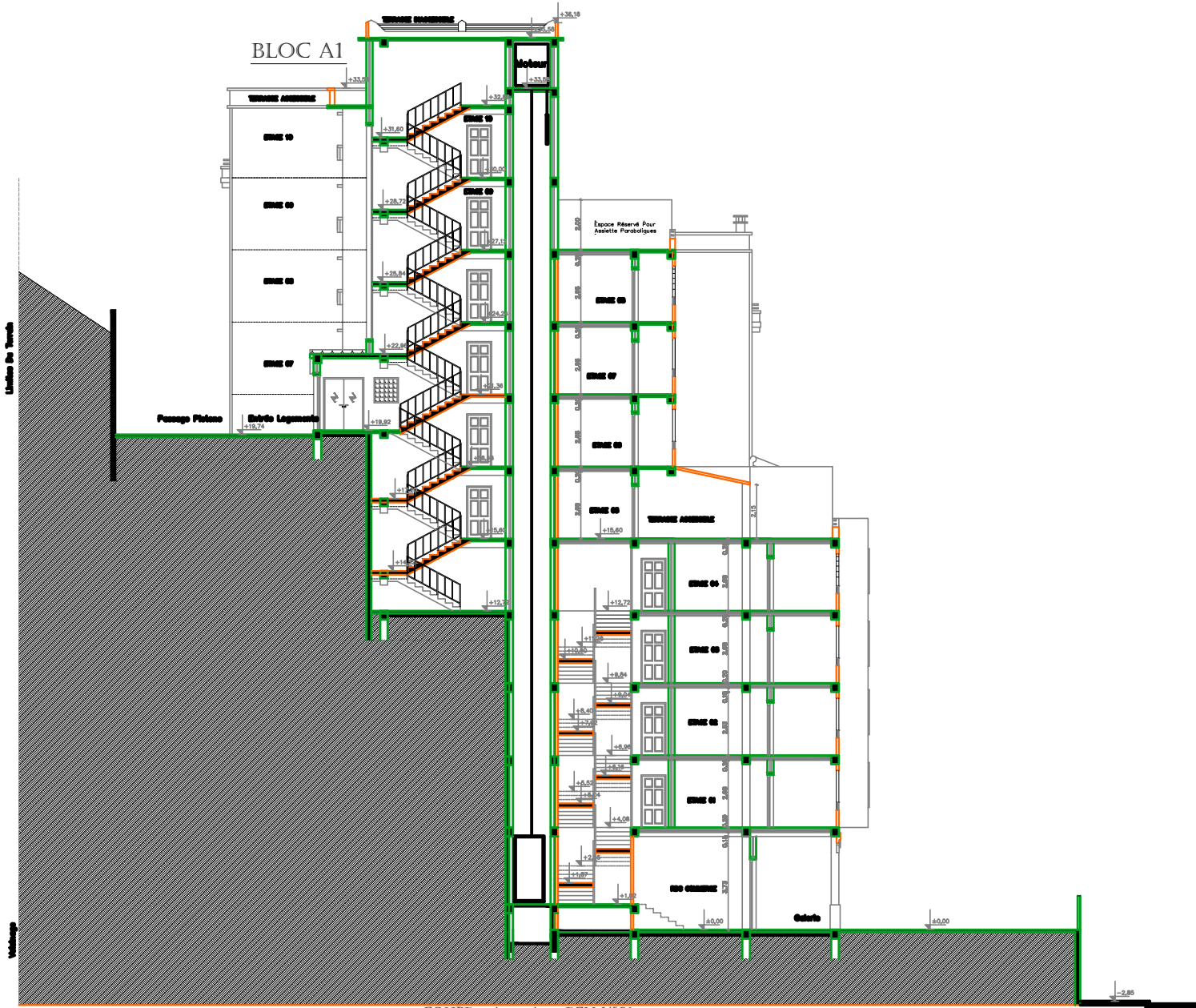


FACADE PRINCIPALE CH : 1/50°

BLOC A1

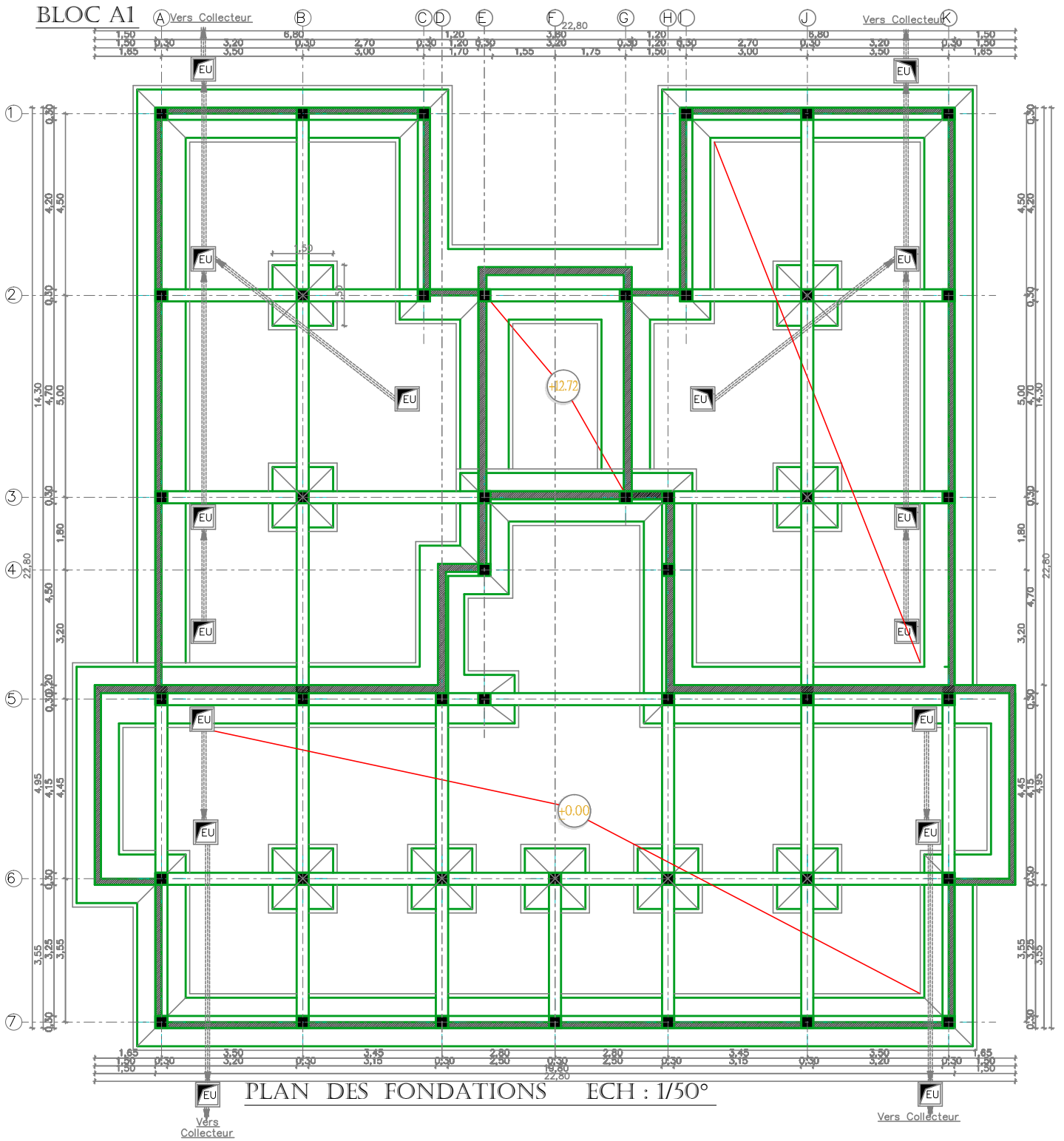


FACADE POSTERIEURE CH : 1/50°



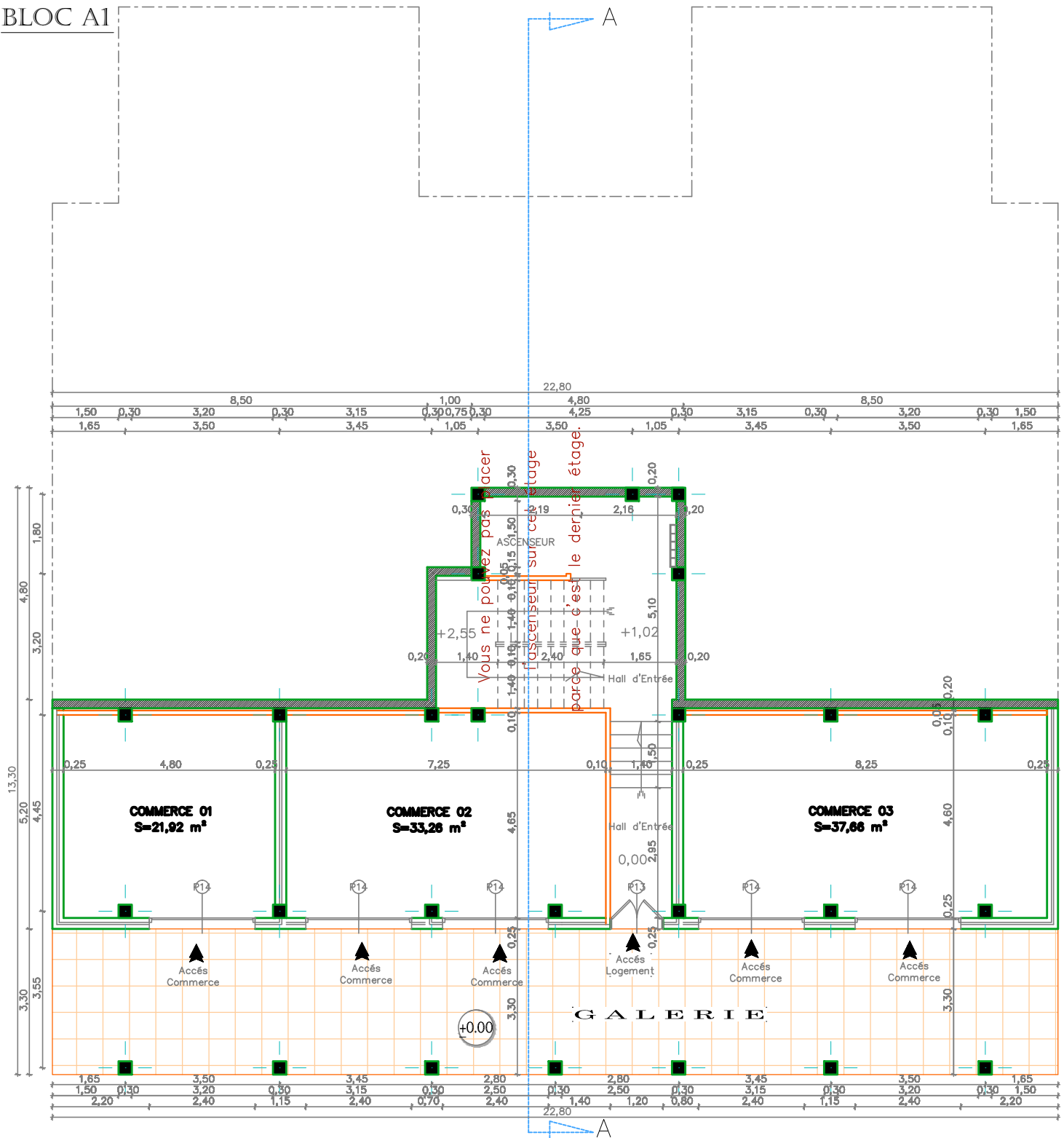
COUPE A - A ECH 1/50°

BLOC A1



PLAN DES FONDATIONS ECH : 1/50°

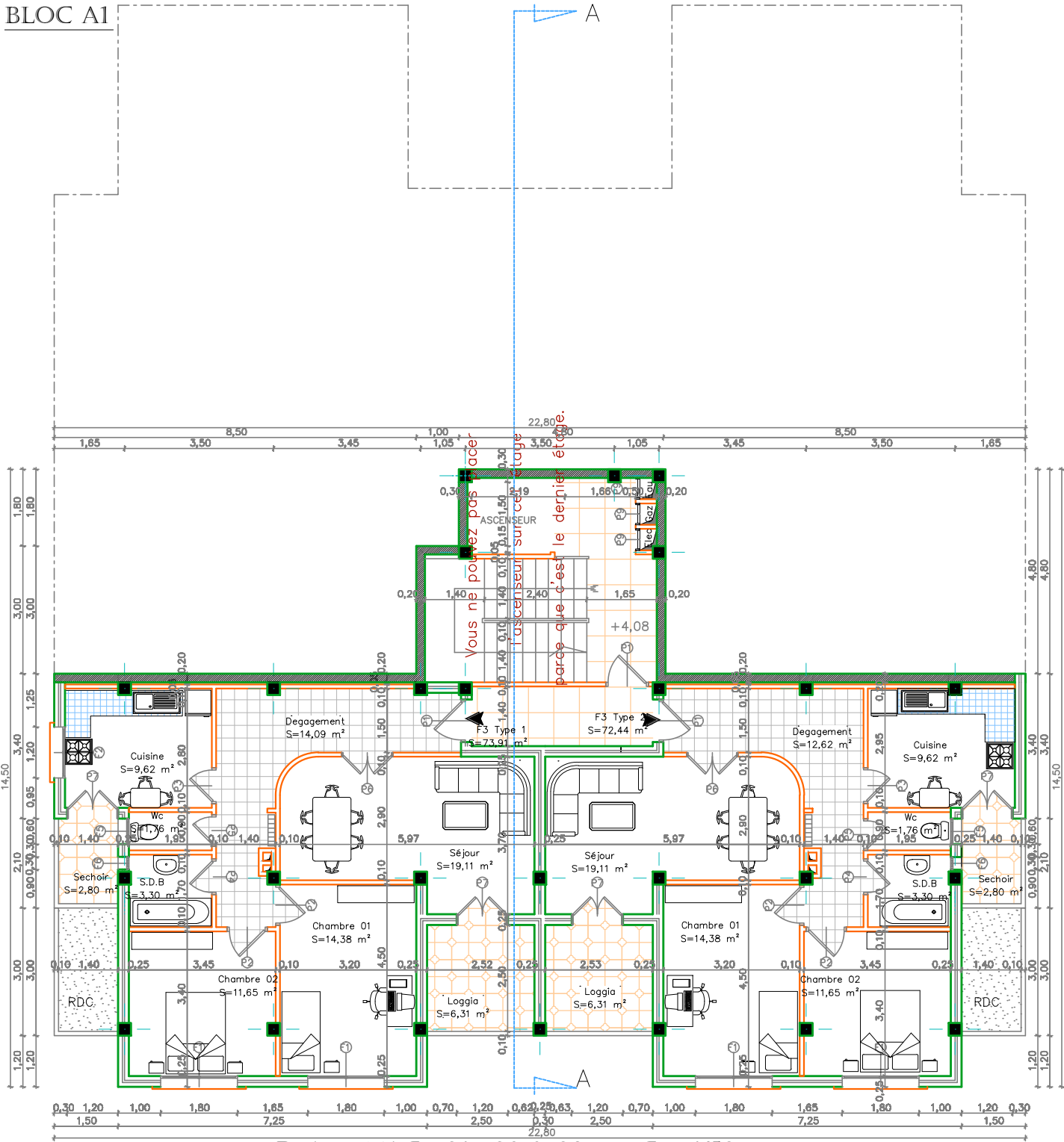
BLOC A1



PLAN R.D.C COMMERCES ECH 1/50°

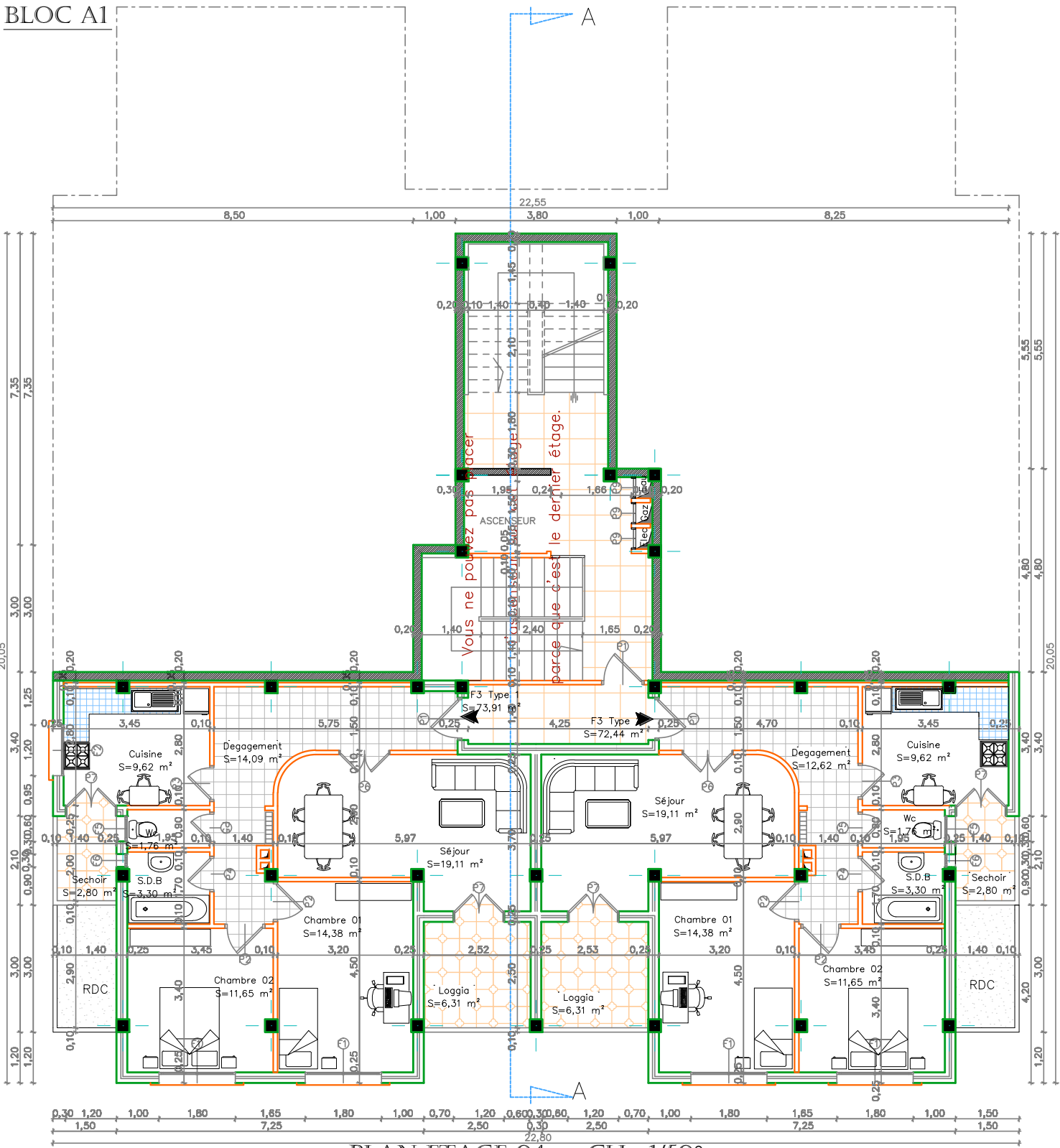
BLOC A1

A



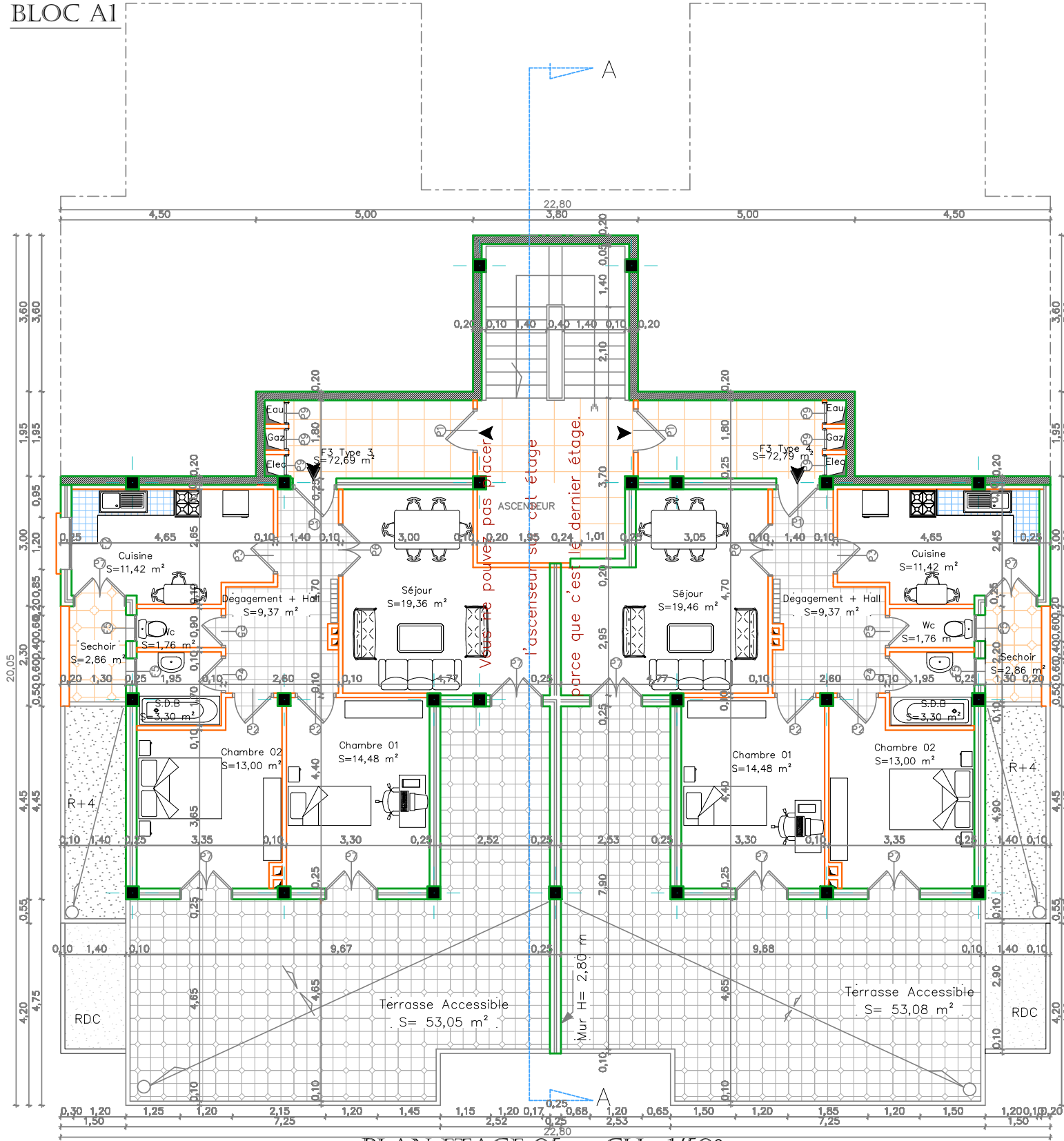
PLAN ETAGE 01, 02 & 03 ECH :1/50°

BLOC A1



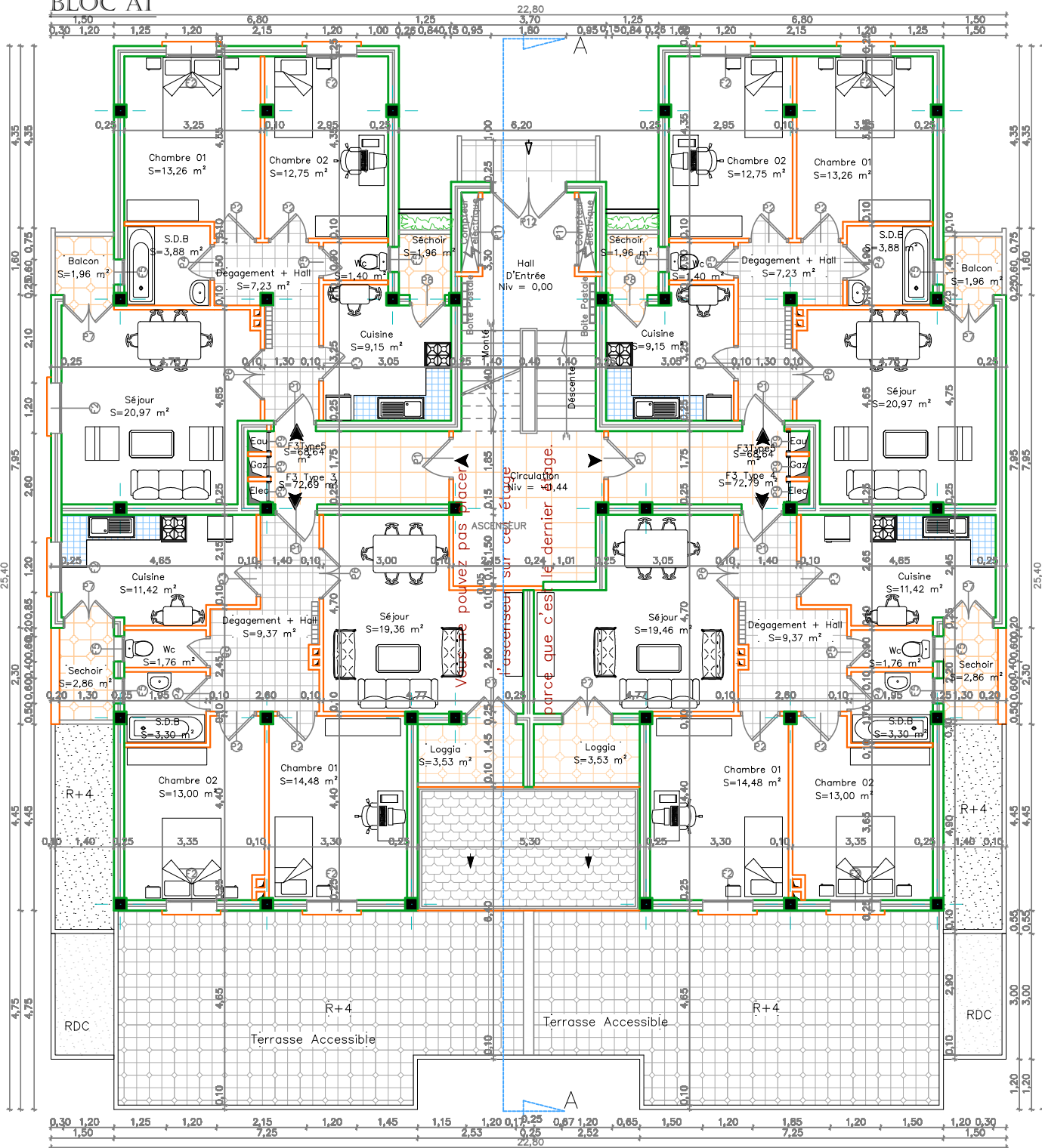
PLAN ETAGE 04 CH : 1/50°

BLOC A1

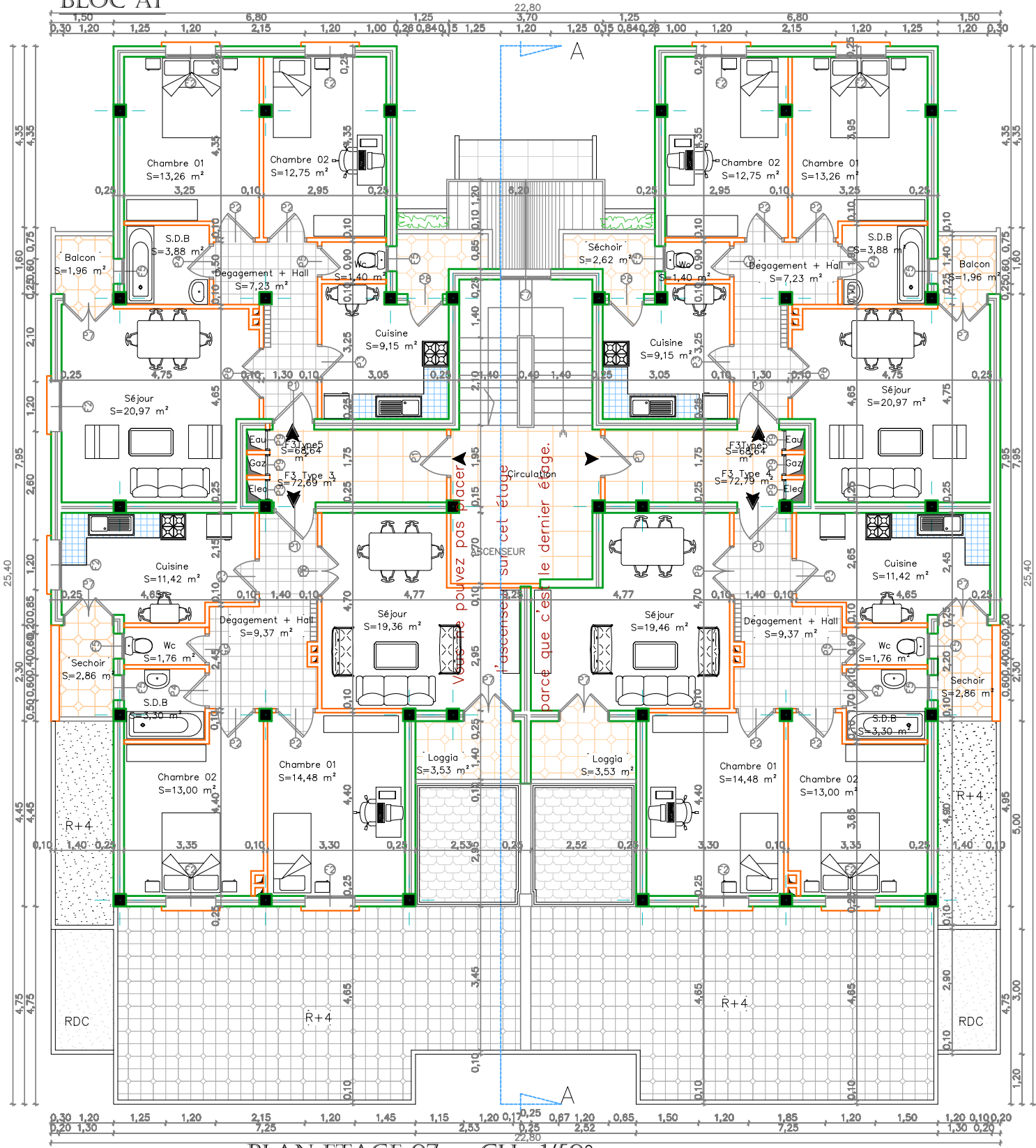


PLAN ETAGE O5 CH : 1/50°

BLOC A1

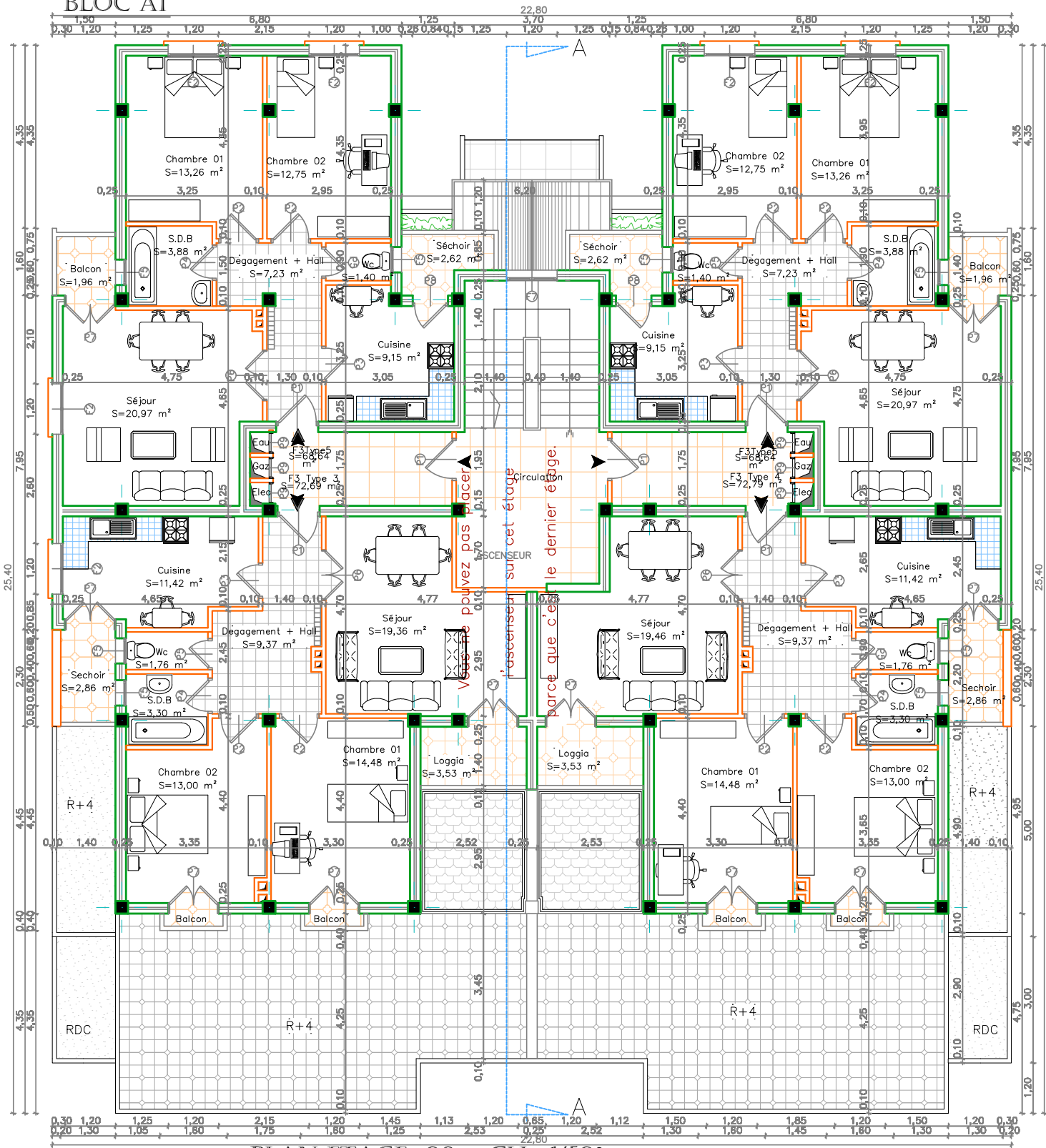


BLOC A1



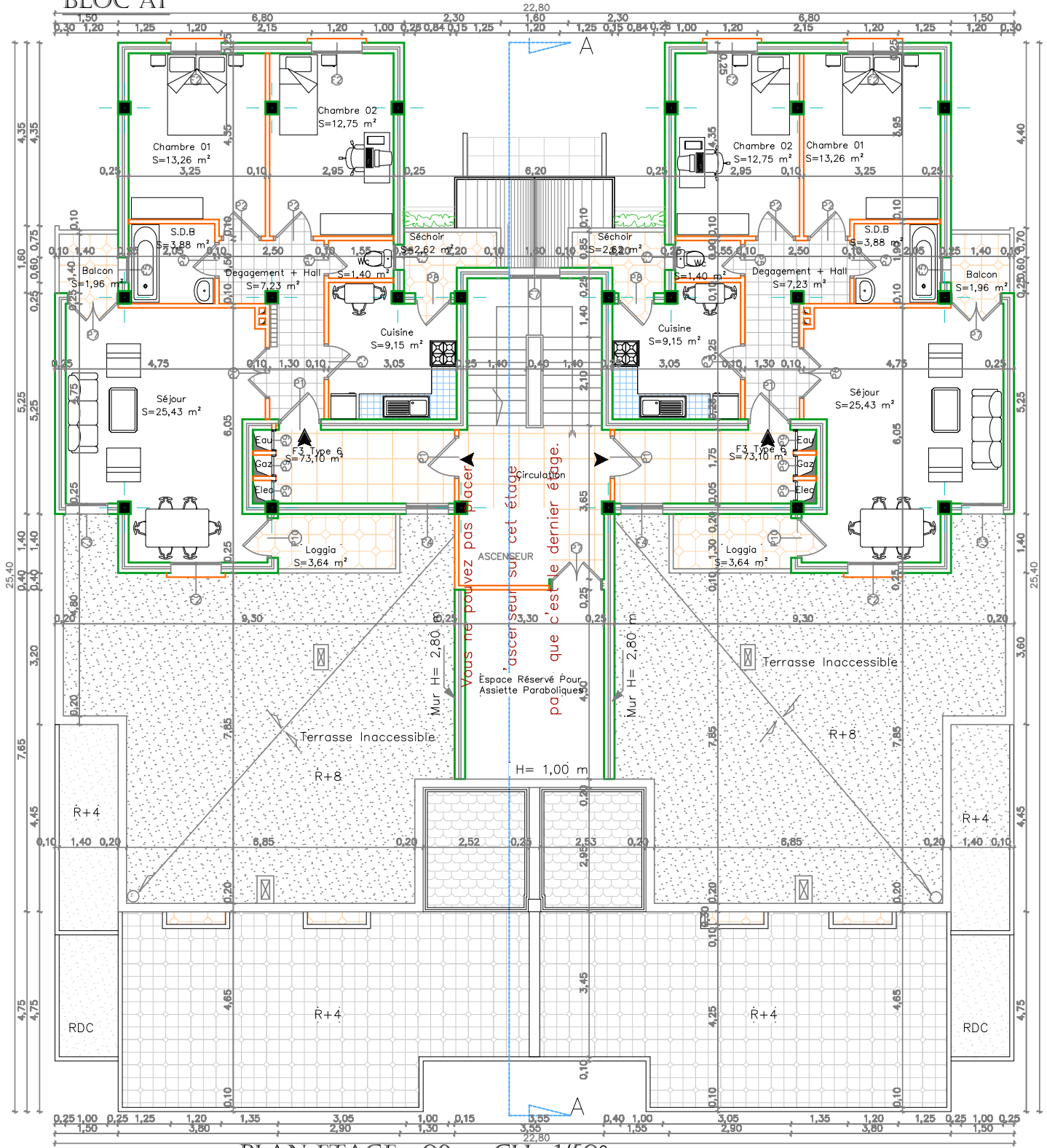
PLAN ETAGE 07 CH : 1/50°

BLOC A1



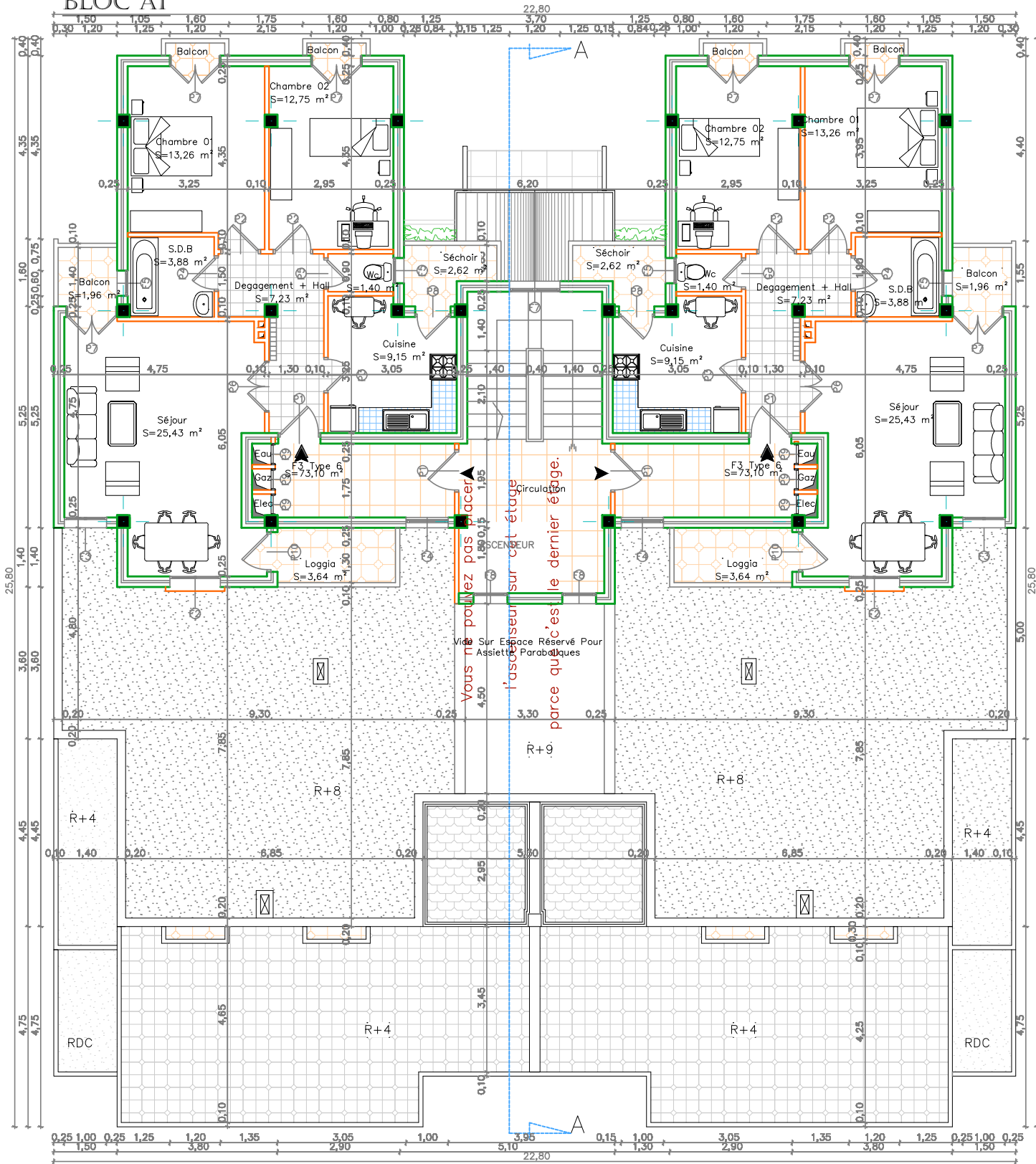
PLAN ETAGE 08 CH : 1/50°

BLOC A1



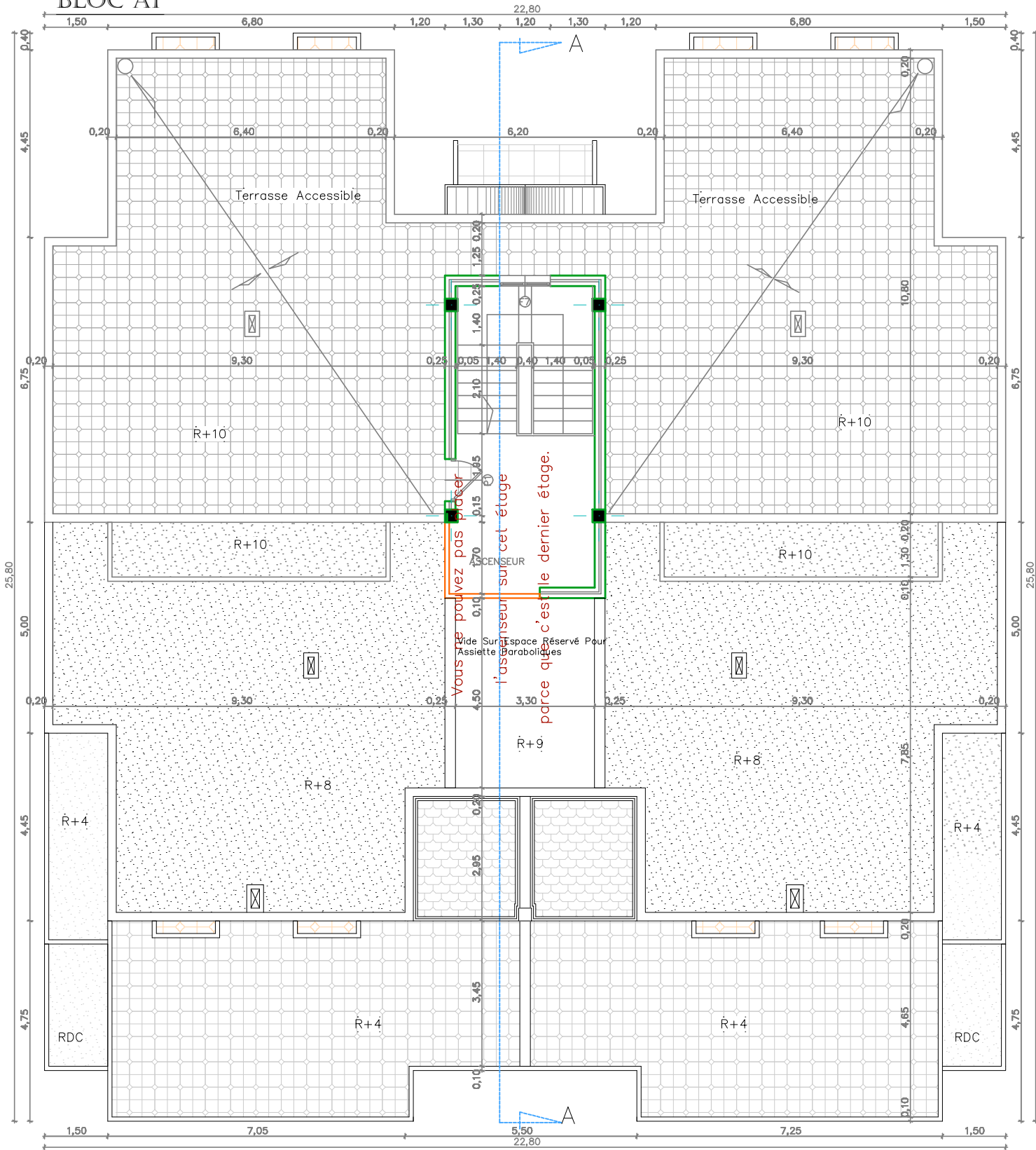
PLAN ETAGE 09 CH : 1/50°

BLOC A1



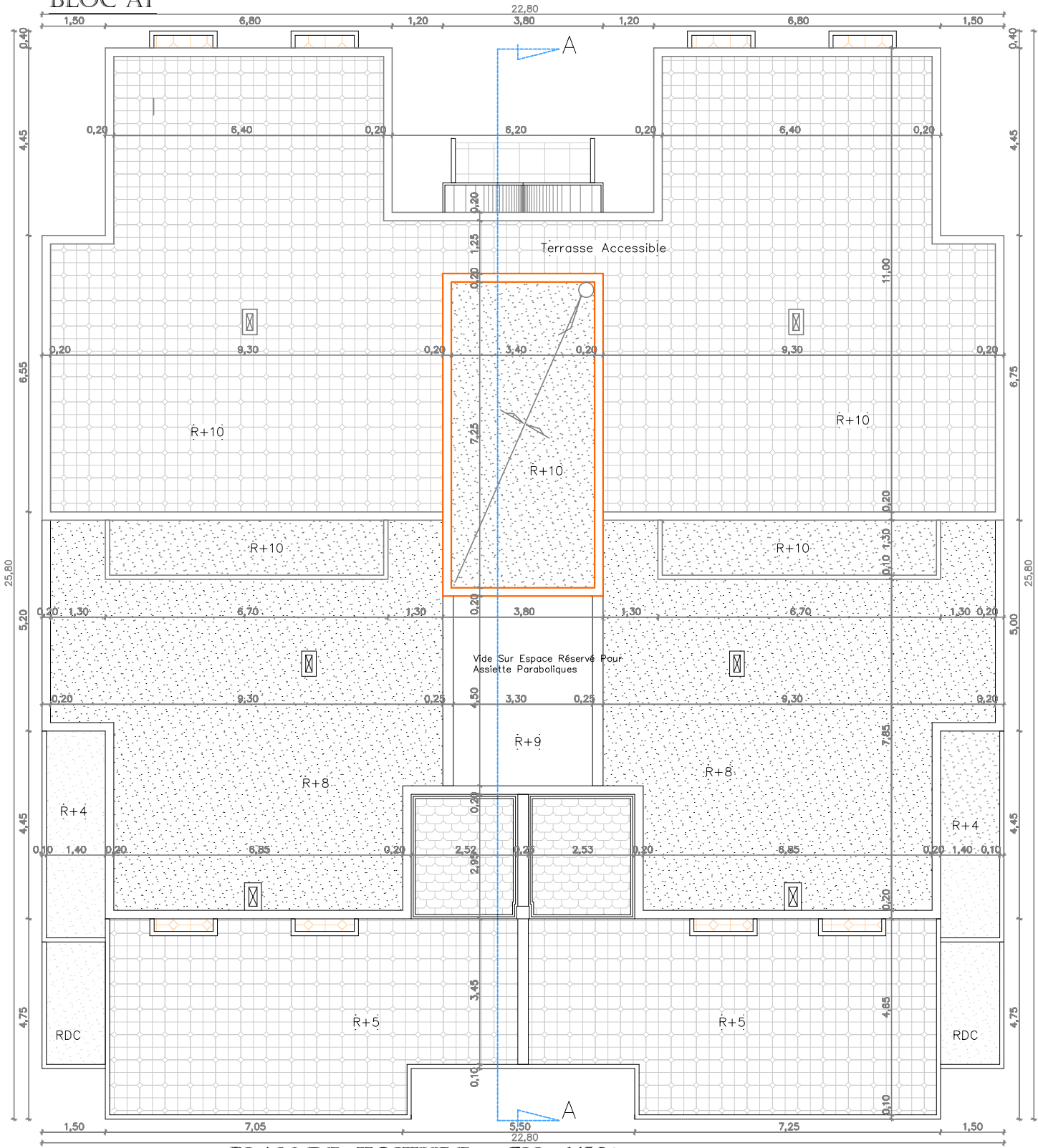
PLAN ETAGE 10 CH : 1/50°

BLOC A1



PLAN DE TERRASSE ACCESSIBLE CH : 1/50°

BLOC A1



PLAN DE TOITURE CH : 1/50°

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.
(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), Dy MV = Dynatron MV (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil). (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le facteur de rendement.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	31000	12000	2000
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
					♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.