



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

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+8+COMBLE+SOUS-SOL ET ENTRE SOL, A
USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR UN
SYSTEME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par

MR. GUENOUNOU YAKOUB
MR. AIT OUARET SAMIR

Encadré par :

MR. CHELOUAH NACER

MEMBRES DE JURY

MR. A.OURABAH
MR. A.LAICHAOUI

Juin 2015

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^r CHELOUAH: notre promoteur, 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.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ma lumière de vie mes très chers
parents en témoignage de leurs amours
et leurs affection.*

A mon frère : Farouk

*A tout mes proches : grands parents,
cousins et oncles Sans exceptions.*

*A tous mes enseignants qui m'ont servit
du primaire à l'université.*

A tous mes amis Sans exceptions.

Ait ouaret Samir

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
A ma lumière de vie mes très chers
parents en témoignage de leurs amours
et leurs affection.*

*A mes frères : Amar, Islam
A tous mes proches : grands parents,
cousins et oncles Sans exceptions.*

*A tous mes enseignants qui m'ont servi
du primaire à l'université.*

*A tous mes amis et tous les membres du
CSA Technologie Sans exceptions, ainsi que
ceux qui loge dans les coulisses de mes
rêves.*

Guenounou Yakoub

TABLE DES MATIERES

Chapitre 01 :

1.	Introduction :.....	1
2.	Présentation de l'ouvrage :.....	1
3.	Données de site : (Annexe I)	1
4.	Description architecturale :.....	1
5.	Description structurale :.....	2
6.	Règlementation et normes utilisées :	2
7.	Méthodes de calcul :	2
7.1	Etat limite ultime ELU:	2
7.2	Etat limite de service ELS:	3
8.	Les hypothèses de calcul :	3
8.1	E.L.U: CBA93 (article A.4.3.2):.....	3
8.2	E.L.S: BAEL91 (article IV.1):	3
9.	Résistance et caractéristique du béton :.....	4
9.1	Résistance à la compression:	4
9.2	Résistance à la traction:	4
9.3	Contrainte limite:	4
10.	Résistance et caractéristique de L'acier :.....	5
10.1	Définition:.....	5
10.2	Caractéristiques mécaniques des aciers:	5
10.3	Déformation longitudinale du béton:	6
10.4	Module de déformation longitudinale du béton:	6
11.	Conclusion :	6

Chapitre 02 :

1.	Introduction :.....	7
2.	Pré dimensionnement des éléments secondaires :	7
2.1	Les planchers à corps creux:	7
2.2	Les dalles pleines:	8
2.3	Les escaliers:	9
2.4	L'acrotère:	11
3.	Pré-dimensionnement des éléments principaux :	11
3.1	Les voiles:	11
3.2	Les poutres:.....	12
3.3	Les poteaux:	13
3.4	Vérification du Poteau :	21

TABLE DES MATIERES

3.5	CONCLUSION:.....	23
-----	------------------	----

Chapitre 03 :

1.	Introduction :.....	24
2.	Etude des planchers :	24
2.1	Les poutrelles des planchers (16+5):	24
2.2	Les différents types des poutrelles obtenues :.....	25
2.3	Méthodes de calcul des poutrelles :.....	25
2.4	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL :.....	25
2.5	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles:	26
2.6	Calcul des sollicitations :	26
2.7	Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:.....	27
2.8	Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :.....	30
2.9	La sollicitation maximale (plancher 16+5) utilisée dans le ferrailage :.....	30
2.10	Ferrailage des poutrelles:.....	30
2.11	Le dimensionnement des poutrelles:.....	30
2.12	Calcul des armatures longitudinales:	31
2.13	Le résumé des ferrailages de toutes les poutrelles:	38
2.14	Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+5):	39
2.15	Etude de la dalle de compression:	40
3.	Etudes des dalles pleines :.....	40
3.1	Dalle sur deux appuis:.....	40
3.2	Dalle pleine sur trois appuis (balcon):.....	44
3.3	Dalle pleine sur quatre appuis :	46
3.4	Etude des escaliers:.....	49
3.5	Etude de la poutre palière :	52
3.6	Etude de l'ascenseur:.....	55
3.7	Etude de l'acrotère :	62

Chapitre 04 :

1.	Introduction :.....	67
2.	Objectifs et exigences :.....	67
3.	Méthodes de calcul :	67
3.1	Méthode statique équivalente:	67
3.2	Méthode dynamique modale spectrale :	70
3.3	Méthode d'analyse par accélérogramme :.....	71

TABLE DES MATIERES

4.	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :.....	71
4.1	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:.....	71
4.2	Disposition des voiles de contreventement:	72
4.3	Résultats et discussions:	72
4.4	Conclusion :.....	80

Chapitre 05 :

1.	Etude des poutres :	81
1.1	Introduction:	81
1.2	Calcul du ferrailage :	81
1.3	Vérification à l'ELU :	83
1.4	Vérification à l'ELS :.....	84
1.5	Schéma de ferrailage des Poutres :.....	84
2.	Etude des poteaux :.....	86
2.1	Introduction:	86
2.2	Sollicitations de calcul :.....	86
2.3	Calcul du ferrailage :	87
2.4	Armatures transversales:	89
2.5	Vérifications :	90
2.6	Schéma de ferrailage :.....	95
3.	Étude des voiles :.....	96
3.1	Introduction:	96
3.2	Sollicitations de calcul :.....	96
3.3	Calcul du ferrailage :	97
3.4	Schéma de ferrailage :.....	102

Chapitre 06 :

1.	Introduction :.....	104
2.	Choix de type de fondations :	104
3.	Combinaisons d'actions à considérer :.....	104
4.	Etude des fondations:	104
4.1	Vérification de La semelle isolée :	104
4.2	Les semelles filantes :	105
4.3	Schéma de ferrailage :.....	111
5.	Voile périphérique :.....	113
5.1	Introduction :	113

TABLE DES MATIERES

5.2	Dimensionnement des voiles périphériques :	113
5.3	Caractéristiques du sol :	113
5.4	Evaluation des charges et surcharges:	113
5.5	Ferraillage du voile périphérique:	114
5.6	Le schéma de ferraillage :	117

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

TABLE DES FIGURES :

Figure 01 -	Panneau de dalle sur 02 appuis.	8
Figure 02 -	Panneau de dalle sur 3 appuis.	8
Figure 03 -	Panneau de dalle sur 4 appuis.	9
Figure 04 -	Détail d'un escalier droit.	9
Figure 05 -	Schéma statique de la volée de l'étage.	10
Figure 06 -	Schéma de l'acrotère pour la terrasse inaccessible.	11
Figure 07 -	Surface afférente étage courant.	16
Figure 08 -	Surface afférente Entre sol.	16
Figure 09 -	Surface afférente terrasse inaccessible.	17
Figure 10 -	Surface afférente de la toiture.	17
Figure 11 -	Surface afférente de RDC.	17
Figure 12 -	Schéma de disposition des poutrelles du plancher (16+5).	24
Figure 13 -	Schéma de la poutrelle de type 2 de l'étage courant.	26
Figure 14 -	Schéma des poutrelles.	30
Figure 15 -	Schéma de ferrailage des poutrelles de l'étage courant.	39
Figure 16 -	Schéma de ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible.	39
Figure 17 -	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	40
Figure 18 -	Dalle pleine sur 02 appuis.	40
Figure 19 -	Schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis.	44
Figure 20 -	Dalle pleine sur 03 appuis.	44
Figure 21 -	Schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis.	46
Figure 22 -	Dalle pleine sur 04 appuis.	46
Figure 23 -	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.	49

TABLE DES FIGURES :

Figure 24 - Schéma statique de l'escalier.	49
Figure 25 - Schéma de ferrailage d'escalier.	51
Figure 26 - Schéma ferrailage de la poutre palière.	55
Figure 27 - Cage d'ascenseur.	55
Figure 28 - Schéma représentant la surface d'impact.	58
Figure 29 - Schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur	62
Figure 30 - Schéma statique de l'acrotère.	62
Figure 31 - Schéma de ferrailage de l'acrotère.	66
Figure 32 - Spectre de calcul.	71
Figure 33 - Disposition des voiles de contreventement.	72
Figure 34 - Les trois premiers modes de déformation.	73
Figure 35 - Interaction "voiles portiques" sous charges horizontales sens « x ».	74
Figure 36 - Interaction "voiles portiques" sous charges horizontales sens « y ».	74
Figure 37 - Interaction "voiles portiques" sous charges verticales.	75
Figure 38 - Vue 3d de la structure étudiée.	76
Figure 39 - Schéma de la zone nodale.	93
Figure 40 - La longueur tendue.	97
Figure 41 - Schéma de ferrailage des voiles-voilevx4//x-x'.	102
Figure 42 - Schéma de ferrailage des voiles-voilevy1//y-y'.	103
Figure 43 - Semelle filante selon le sens y-y.	106
Figure 44 - Les dimensions de la semelle.	106
Figure 45 - Schéma statique de la poutre de rigidité	108
Figure 46 - Schéma de ferrailage de la semelle filante « coupe longitudinal ».	111

TABLE DES FIGURES :

Figure 47 - Schéma de ferrailage de la semelle filante en travée « coupe transversal B-B' ».	112
Figure 48 - Schéma de ferrailage de la semelle filante en appui « coupe transversal A-A' ».	112
Figure 49 - Répartition des contraintes sur le voile périphérique	114
Figure 50 - Ferrailage du voile périphérique.	117

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	01 :	Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible.	13
Tableau	02 :	Tableau d'évaluation des charges d'une dalle plein (comble).	13
Tableau	03 :	Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. Creux (16+5).	13
Tableau	04 :	Tableau d'évaluation des charges d'une dalle plein(e=16cm).	14
Tableau	05 :	Tableau d'évaluation des charges d'une dalle plein (balcon).	14
Tableau	06 :	Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier.	14
Tableau	07 :	Tableau Evaluation des charges des murs.	14
Tableau	08 :	Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.	15
Tableau	09 :	Tableau d'évaluation des charges dans la toiture.	15
Tableau	10 :	Les sections et le poids des poteaux.	15
Tableau	11 :	Tableau récapitulatif de la descente de charges.	18
Tableau	12 :	Vérification des poteaux à la compression simple.	21
Tableau	13 :	Vérification au flambement des poteaux.	22
Tableau	14 :	Section adopté pour les poutres et poteaux.	23
Tableau	15 :	Charges sur les poutrelles.	26
Tableau	16 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 1.	27
Tableau	17 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 2.	28
Tableau	18 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 3.	28
Tableau	19 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 4.	28
Tableau	20 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 5.	28
Tableau	21 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 6.	28
Tableau	22 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 7.	29
Tableau	23 :	Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 8.	29

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau 24 :	Sollicitations de la poutrelle de la terrasse inaccessible Type 9.	29
Tableau 25 :	Sollicitation les plus défavorables des poutrelles.	30
Tableau 26 :	Les sollicitations maximales des poutrelles.	30
Tableau 27 :	Résumé de ferrailage des poutrelles.	38
Tableau 28 :	Ferrailage de dalle sur deux appuis.	41
Tableau 29 :	Ferrailage de dalle sur trois appuis.	44
Tableau 30 :	Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.	45
Tableau 31 :	Ferrailage de dalle sur quatre appuis.	46
Tableau 32 :	Combinaison de charges de l'escalier.	49
Tableau 33 :	Les sollicitations sur l'escalier.	50
Tableau 34 :	Ferrailage d'escalier.	50
Tableau 35 :	Vérification de l'état limite de compression du béton.	51
Tableau 36 :	Les sollicitations de la poutre palière.	52
Tableau 37 :	Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	52
Tableau 38 :	Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	54
Tableau 39 :	Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	56
Tableau 40 :	Vérification de la section d'acier.	57
Tableau 41 :	Vérification de l'effort tranchant.	57
Tableau 42 :	Résultats des calculs.	60
Tableau 43 :	Vérification de la section d'acier.	60
Tableau 44 :	Résultat des calculs.	61
Tableau 45 :	Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible	63
Tableau 46 :	Valeurs des pénalités P_q .	68

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau 47 :	Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	72
Tableau 48 :	Vérification sous charges horizontales.	75
Tableau 49 :	Vérification sous charges verticales.	76
Tableau 50 :	Vérification de la résultante des forces sismiques.	77
Tableau 51 :	Vérification de l'effort normal réduit.	77
Tableau 52 :	Vérification des déplacements dans le sens X-X.	78
Tableau 53 :	Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.	78
Tableau 54 :	Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X.	79
Tableau 55 :	Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y.	79
Tableau 56 :	Ferraillage des poutres à chaque niveau.	82
Tableau 57 :	Vérification des contraintes tangentielles.	84
Tableau 58 :	Vérification de l'état limite de compression du béton.	84
Tableau 59 :	Vérification de la flèche pour les poutres.	84
Tableau 60 :	Schéma de ferraillage des poutres à chaque niveau.	85
Tableau 61 :	Sollicitations dans les poteaux.	87
Tableau 62 :	Ferraillage des poteaux.	89
Tableau 63 :	Calcul des armatures transversales.	90
Tableau 64 :	Vérification du flambement pour les poteaux.	91
Tableau 65 :	Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	92
Tableau 66 :	Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.	93
Tableau 67 :	Les moments résistants dans les poteaux.	94
Tableau 68 :	Vérification de la zone nodale.	94
Tableau 69 :	Schéma de ferraillage des poteaux à chaque niveau.	95

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	70 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$.	96
Tableau	71 : Ferrailage du voile V_{y1} // à $y-y'$.	99
Tableau	72 : Ferrailage du voile V_{y2} // à $y-y'$.	100
Tableau	73 : Ferrailage du voile V_{x3} // à $x-x'$.	101
Tableau	74 : Ferrailage du voile V_{x4} // à $x-x'$.	102
Tableau	75 : Ferrailage de la poutre de rigidité.	109
Tableau	76 : Ferrailage de la poutre de rigidité.	110
Tableau	77 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	110
Tableau	78 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	110
Tableau	79 : Les sollicitations dans le voile périphérique.	115
Tableau	80 : Ferrailage du voile périphérique.	115
Tableau	81 : Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.	116
Tableau	82 : Vérification état limite de compression dans le béton.	116
Tableau	83 : Vérification état limite de traction dans le l'acier.	117

NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

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.

M_t : Moment en travée.

M₀: moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g: Moment correspondant à g.

NOTATIONS :

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : 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_{ji} : la flèche correspondant à j .

f_{gi} : la flèche correspondant à g .

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

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.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

NOTATIONS :

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.

Br : Section réduite.

C_r: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C_u: La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

ht : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Facteur de qualité.

q_u: Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

NOTATIONS :

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j .

σ_g : Contrainte correspondant à g .

σ_q : Contrainte correspondant à q .

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE :

L'intensité des forces sismiques 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 en 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 multifonctionnel (R+8+comble+sous-sol et entre sol) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois parking au sous-sol et commerces au niveau de l'entre sol 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. Ensuite une étude dynamique a été réalisée 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 (version 14). 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.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL 99, RPA99 version 2003 et d'autre DTR.



CHAPITRE 01

Présentation du projet & généralités

1. Introduction :

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

2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8+Comble+Sous-sol et Entre sol, destiné à un usage multiple (habitation et commerces avec parking intégré). Le bâtiment est classé d'après les règles parasismiques 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 une sismicité moyenne (zone IIa) d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (classification 2003).

La structure présente une régularité en plan et en élévation avec peu de décrochements.

1^{er} niveau à Z= 0,00 m.

2^{ème} niveau à Z=23,76 m.

3^{ème} niveau à Z=31,70 m.

3. Données de site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 58 logements promotionnels, projetés au lieu-dit : MERDJ Makhoulf, village d'Ighil El Bordj wilaya de Bejaïa, qui est situé sur un terrain en forme de pente, sa géologie est constituée essentiellement des marnes schisteuses altères en surface et compactes en profondeur, d'après la coupe du sondage réalisée sur l'assiette du projet, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique.

- ▶ La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2 \text{ bars}$
- ▶ L'ancrage minimal des fondations : **D=3,50 m**

4. Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en annexe, présente les caractéristiques suivantes :

- ▶ Une longueur de : 21,40 m.
- ▶ Une largeur de : 18,00 m.
- ▶ Une hauteur totale de : 31,70m.
- ▶ La hauteur du RDC et des étages : 2,97 m.
- ▶ La hauteur de l'entre sol : 4,9 m.
- ▶ La hauteur du sous-sol : 2,4 m.

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 agissant 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 inaccessible.

Les escaliers 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 balancé).

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées 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 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).

6. Règlementation et normes utilisées :

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). [1]
- ▶ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ▶ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ▶ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- ▶ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

7. Méthodes de calcul :

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.

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.

8. Les hypothèses de calcul :

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

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

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

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

9. Résistance et caractéristique du béton :

9.1 Résistance à la compression:

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 :
 - Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)
 - Pour $f_{c28} > 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ (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 notre étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa.

9.2 Résistance à la traction:

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

Pour notre étude on opte pour $f_{t28} = 2.1$ MPa.

9.3 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.

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

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 (σ_{bc}) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

10. Résistance et caractéristique de L'acier :

10.1 Définition:

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

10.2 Caractéristiques mécaniques des aciers:

► **A E.L.U :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

ε_s : Allongement relatif.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{ pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{ pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

▶ **A E.L.S :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$.

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} .

10.4 Module de déformation longitudinale du béton:

▶ **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 :

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

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

▶ **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:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}; \quad E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

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 précaution.



CHAPITRE 02

Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés 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 pré dimensionnement 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.

2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

2.1 Les planchers à corps creux:

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la 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).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm $\Rightarrow L = 480 - 30 = 450$ cm

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 21 cm.

Hauteur du corps creux : $h = 16$ cm.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5$ cm.

2.2 Les dalles pleines:

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 pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- ▶ **CRITERE DE RESISTANCE :**
 - $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis ;
 - $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui ;
 - $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.
- ▶ **COUPE FEU :**
 - $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
 - $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

2.2.2 Panneau sur 02 appuis (Figure 1) :

$$\frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30} \Rightarrow 4.71 \leq e \leq 5.5 \text{ cm}$$

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

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

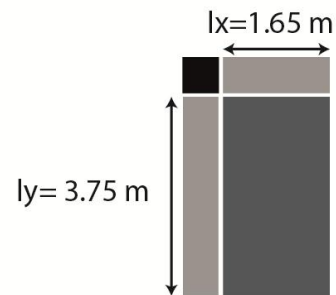


Figure 1 – Panneau de dalle sur 2 appuis.

2.2.3 Panneau sur 03 appuis (Figure 2):

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.55}{4.50} = 0.34 < 0.4$$

$$e \geq \frac{155}{20} \Rightarrow e \geq 7.75 \text{ cm}$$

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

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

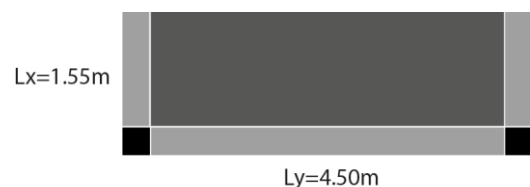


Figure 2 - Panneau de dalle sur 3 appuis.

2.2.4 Panneau sur 4 appuis (Figure 3) :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{450}{490} = 0.91 > 0.4$$

$$\frac{450}{45} \leq e \leq \frac{450}{40} \Rightarrow 10 \leq e \leq 11.25 \text{ cm}$$

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

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

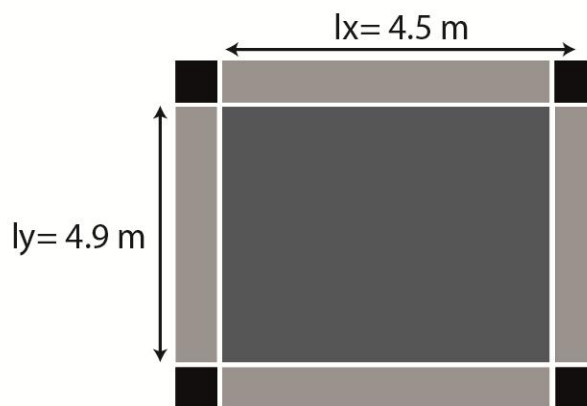


Figure 3 – Panneau de dalle sur 4 appuis.

Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On opte pour l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$, pour l'ensemble des dalles pleines des balcons, et l'épaisseur $e=16 \text{ cm}$, pour celle des dalles pleines du plancher entre sol et parking.

2.3 Les escaliers:

La (figure 4) montre une coupe sur un escalier droit avec ces différents constituants.

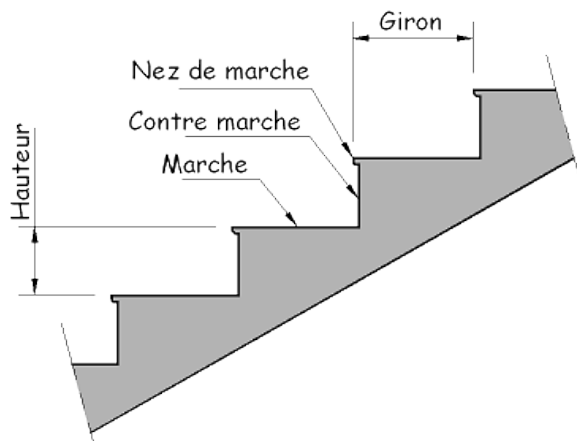


Figure 4- Détail d'un escalier droit.

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

1^{ère} et 2^{ème} volée:

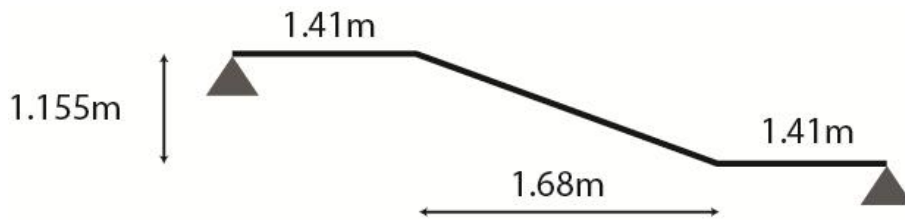


Figure 5 - Schéma statique de la volée de l'étage.

► **Calcul de h et g :**

$$\text{On a : } \begin{cases} L = 1.68 \text{ m} \\ H = 1.155 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } n = 7 \text{ c.-à-d. : } \begin{cases} 6 \text{ marches.} \\ 7 \text{ contres marches.} \end{cases}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{168}{6} = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h}{n} \Rightarrow h = \frac{115.5}{7} = 16.5 \text{ cm}$$

► **Épaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée 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).

$$L = \sqrt{(1.155)^2 + (1.68)^2} + 2 \times 1.41 = 4.86 \text{ m}$$

$$\frac{486}{30} \leq e \leq \frac{486}{20} \Rightarrow 16.2 \leq e \leq 24.3 \text{ cm}$$

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

On prend $e=18\text{cm}$, donc on optera pour une épaisseur de 18 cm pour toutes les volées.

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, ces dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (exemple de la figure 6).

Pour notre cas de 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 de l'acrotère :

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

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

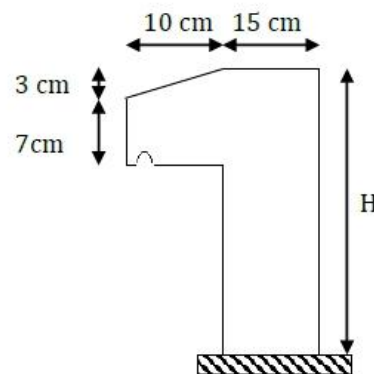


Figure 6 -Schéma de l'acrotère pour la terrasse inaccessible.

3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

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

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 R.D.C et étage courant. $h_e = 2.76 \text{ m}$;
- D'ou: $e \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$.
- Pour l'entre sol. $h_e = 4.69 \text{ m}$.

D'ou:

$$e \geq \frac{469}{20} = 23.45 \text{ cm}$$

Soit :

- **e = 20 cm** pour R.D.C et étage courant.
- **e = 25 cm** pour sous-sol et entre sol.

De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{D'où } L_{\min} \geq 100 \text{ cm}$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment ont une largeur $\geq 100\text{cm}$.

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.

3.2.1 Les poutres principales (P.P) :

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

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

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 5.2 - 0.4 = 4.80 \text{ m}$$

$$\frac{480}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 48 \text{ cm}$$

Soit : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

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

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

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

3.2.2 Les poutres secondaires (P.S):

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

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 4.8 - 0.4 = 4.40 \text{ m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 44 \text{ cm}$$

Soit : $h_{ps} = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

► **Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :**

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

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

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.

3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

► **Terrasse inaccessible (16+5) :**

Tableau 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	

► **Panneau dalle pleine (comble):**

Tableau 2 : Tableau d’évaluation des charges d’une dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 3.15 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²	

► **Plancher Etage courant (16+5) :**

Tableau 3 : Tableau d’évaluation des charges d’un plancher Corps 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	

► Plancher à dalle pleine :

Tableau 4 : Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.16	4
Enduit de plâtre	0.015	0.15
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
Total charges permanentes	G = 5.69 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3 KN/m²	

► Plancher à dalle pleine (balcon) :

Tableau 5 : Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
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
Total charges permanentes	G = 4.69 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 KN/m²	

► Les escaliers :

Tableau 6 : 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	5.46
Poids des marches	0.00	1.815
Mortier de pose	0.4	0.4
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m²	6.1	9.115
Total Q KN/m²	2.5	2.5

► Mur extérieur et de séparation entre appartements :

Tableau 7 : Tableau d'évaluation des charges des murs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10x2	1.80
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.35 KN/m²	

► L'acrotère :

Tableau 8 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit de ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
70	10	0.35	2.84	1.0	3.33

► La toiture :

Tableau 9 : Tableau d'évaluation des charges de la toiture.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Tuile (support compris)	///	0.5
Dalle pleine inclinée	0.12	3.19
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total G KN/m²		G = 3.84
Total Q KN/m²		Q = 1

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 10 : Les sections et le poids des poteaux.

Etage	Surface (Cm ²)	h _e (cm)	G0 (KN)
Sous-sol	55×60	224	18.48
Entre sol	55×55	469	35.468
RDC	50×55	276	18.975
1 ^{ere}	50×50		17.25
2 ^{eme}	50×45		15.525
3 ^{eme}	45×45		13.972
4 ^{eme}	45×40		12.42
5 ^{eme}	40×40		11.04
6 ^{eme}	40×35		9.66
7 ^{eme}	30×40		8.28
8 ^{eme}	30×40		8.28
Comble	30×40		8.28
Terrasse	30×35	90	2.362

3.3.3 Poids propre des poutres :

$$G_{\text{poutre}} = (0.3 \times 0.4 \times 25 \times L) = 3 \times L$$

L=étant la longueur de la poutre.

3.3.4 Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :

▶ **La Surface afférente de l'entre sol (figure 8) :**

$$S_{\text{DP}} = (2.25 \times 2.25) \times 2 + (2.45 \times 2.25) \times 2 = 21.15 \text{ m}^2$$

▶ **La Surface afférente RDC (figure 11) :**

$$S_{\text{CC}} = 2.25 \times 2.25 = 5.062 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = (0.50 \times 0.79) = 0.395 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (1.46 \times 0.5) + (1.75 \times 2.25) = 4.667 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{DP}} = (2.25 \times 2.45) \times 2 = 11.025 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = (2.25 \times 2.57) + (2.25 \times 2.57) = 11.565 \text{ m}^2$$

▶ **La Surface afférente des étages courant (figure 7):**

$$S_{\text{CC}} = (2.25 \times 2.25) + (2.25 \times 2.45) \times 2 = 16.087 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = (1.35 \times 0.79) + (0.50 \times 0.79) + (0.40 \times 1.46) = 2.045 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (1.46 \times 1.35) + (0.50 \times 1.46) = 2.701 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = (2.25 \times 2.57) + (2.25 \times 2.57) = 11.565 \text{ m}^2$$

▶ **La surface afférente de la terrasse inaccessible (figure 9):**

$$S_{\text{CCT}} = (2.25 \times 2.25) \times 2 = 10.125 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = (4.5 \times 0.9) = 4.05 \text{ m}^2$$

▶ **La surface afférente de la toiture (figure 10) :**

$$S_{\text{DPT}} = (2.45 \times 2.25) \times 2 = 11.025 \text{ m}^2$$

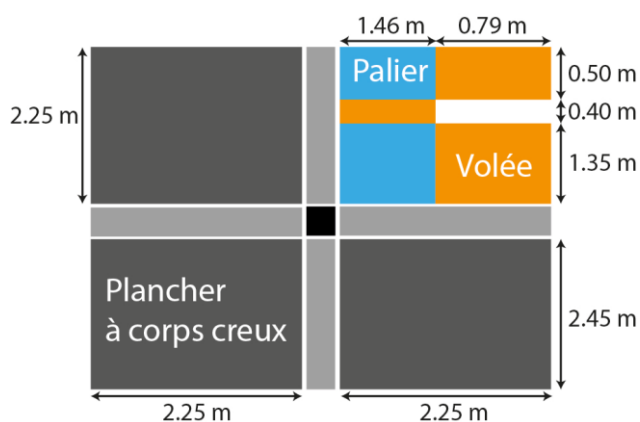


Figure 7 - Surface afférente étage courant.

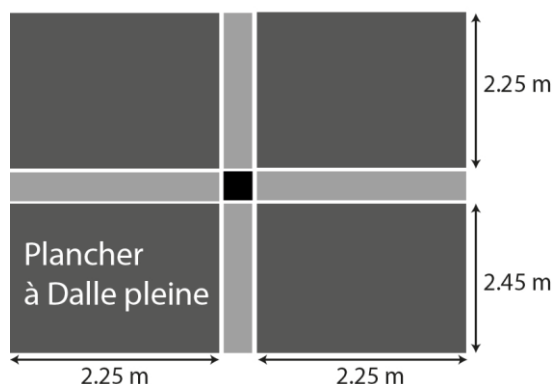


Figure 8 - Surface afférente Entre Sol.

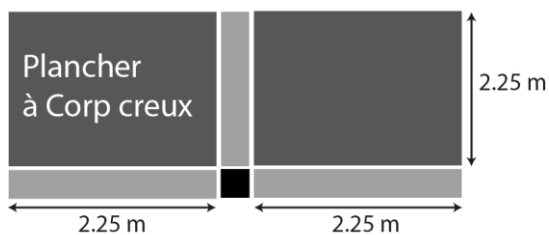


Figure 9 - Surface afférente terrasse inaccessible.

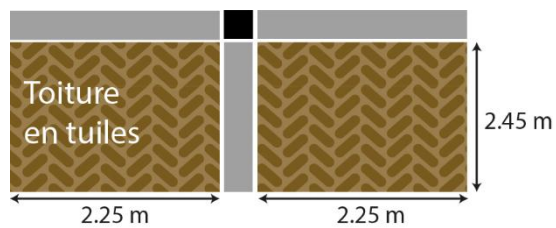


Figure 10 - Surface afférente de la toiture.

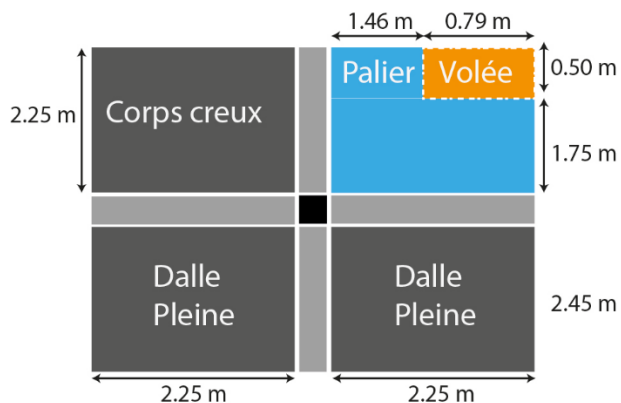


Figure 11 - Surface afférente RDC.

3.3.5 La loi de dégression :

Calcul des charges d'exploitation pour chaque étage :

$$Q = q \times S \text{ afférente}$$

‣ **Toiture :**

$$Q_0 = 1 \times 11.025 = 11.025 \text{ KN}$$

‣ **Terrasse inaccessible (16+5):**

$$Q_1 = 1 \times (10.125) = 10.125 \text{ KN}$$

‣ **Etage courant :**

$$Q_2 = (16.087 \times 1.5) + (2.045 \times 2.5) + (2.701 \times 2.5) = 35.995 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 35.995 \text{ KN} \quad Q_4 = 35.995 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 35.995 \text{ KN} \quad Q_6 = 35.995 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 35.995 \text{ KN} \quad Q_8 = 35.995 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 35.995 \text{ KN} \quad Q_{10} = 35.995 \text{ KN}$$

‣ **RDC:**

$$Q_{11} = (5.062 \times 1.5) + (0.395 \times 2.5) + (4.667 \times 2.5) + (11.025 \times 3) = 53.323 \text{ KN}$$

‣ **Entre sol :**

$$Q_{12} = (21.15 \times 3) = 63.45 \text{ KN}$$

3.3.6 Différentes Surcharges d’exploitation selon la loi de dégression :

$N_0: 11.025 \text{ KN}$

$N_1: 11.025 + 10.125 = 21.15 \text{ KN}$

$N_2: 21.15 + 0.9 (35.995) = 53.545 \text{ KN}$

$N_3: 53.545 + 0.8(35.995) = 82.341 \text{ KN}$

$N_4: 82.341 + 0.7(35.995) = 107.537 \text{ KN}$

$N_5: 107.537 + 0.6(35.995) = 129.134 \text{ KN}$

$N_6: 129.134 + 0.5(35.995) = 147.132 \text{ KN}$

$N_7: 147.132 + 0.5(35.995) = 165.129 \text{ KN}$

$N_8: 165.129 + 0.5(35.995) = 183.127 \text{ KN}$

$N_9: 183.127 + 0.5(35.995) = 201.124 \text{ KN}$

$N_{10}: 201.124 + 0.5(35.995) = 219.121 \text{ KN}$

$N_{11}: 219.121 + 0.5(53.323) = 245.783 \text{ KN}$

$N_{12}: 245.783 + 0.5 (63.45) = 277.508 \text{ KN}$

3.3.7 Exemple de calcul des charges permanentes pour N_0 :

Toiture = $3.84 \times 11.025 = 42.336 \text{ KN}$

Poutre principale = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.8 = 14.4 \text{ KN}$

Poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.60 = 7.8 \text{ KN}$

Tableau 11 : Tableau récapitulatif de la descente de charges.

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N₀	Toiture	42.336	
	Poutre principale	14.4	
	Poutre secondaire	7.8	
	Total :	64.536	11.025
N₁	N ₀	64.536	
	Terrasse inaccessible (16+5)	67.635	
	Poteau (30×35)	2.362	
	Poutre principale	7.65	
	Poutre secondaire	13.5	
	Mur extérieur	9.517	
Total :	165.200	21.15	
N₂ (comble)	N ₁	165.200	
	Plancher accessible (16+5)	89.765	
	Escalier (palier+volée)	35.116	
	Poteau (30×40)	8.28	
	Poutre principale	15	
	Poutre secondaire	13.5	
	Mur extérieur	27.177	
Total :	354.038	53.545	

N₃ (8eme)	N ₂ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (30×40) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	354.038 89.765 35.116 8.28 15 13.5 27.177	
		Total : 542.876	82.341
N₄ (7eme)	N ₃ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (30×40) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	542.876 89.765 35.116 8.28 15 13.5 27.177	
		Total : 731.714	107.537
N₅ (6eme)	N ₄ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (40×35) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	731.714 89.765 35.116 9.66 15 13.5 27.177	
		Total : 921.932	129.134
N₆ (5eme)	N ₅ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (40×40) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	921.932 89.765 35.116 11.04 15 13.5 27.177	
		Total : 1113.530	147.132
N₇ (4eme)	N ₆ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (45×40) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1113.530 89.765 35.116 12.42 15 13.5 27.177	
		Total : 1306.508	165.129
N₈ (3eme)	N ₇ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (45×45) Poutre principale	1306.508 89.765 35.116 13.972 15	

	Poutre secondaire Mur extérieur	13.5 27.177	
		Total : 1501.038	183.127
N₉ (2eme)	N ₈ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (50×45) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1501.038 89.765 35.116 15.525 15 13.5 27.177	
		Total : 1697.121	201.124
N₁₀ (1ere)	N ₉ Plancher accessible (16+5) Escalier (palier+volée) Poteau (50×50) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1697.121 89.765 35.116 17.25 15 13.5 27.177	
		Total : 1894.929	219.121
N₁₁(RDC)	N ₁₀ Plancher corps creux (16+5) Plancher dalle pleine (e=16cm) Escalier (palier+volée) Poteau (50×55) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1894.929 28.245 62.732 32.0684 18.975 15 13.5 27.177	
		Total : 2092.626	245.783
N₁₂ (e- sol)	N ₁₁ Plancher dalle pleine (e=16cm) Poteau (55×55) Poutre principale Poutre secondaire	2092.626 120.343 35.468 15 13.5	
		Total : 2276.937	277.508
N₁₃(s-sol)	N ₁₂ Poteau (55×60)	2276.937 18.48	
		Total : 2295.417	277.508

3.4 Vérification du Poteau :

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

G=2295.417 KN et Q=277.508KN

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

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

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 2295.417 + 1.5 \times 277.508)$$

$$N_u = 3866.582 \text{ KN.}$$

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

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

B : Section du béton

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.272 \text{ m}^2$$

On a : B = 0.55x0.60 = 0.33m² B = 0.33 ≥ 0.272 m²Condition vérifiée.

Tableau 12 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition B > B calculée		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
Sous-sol	3866.582	55x60	0.33	0.272	vérifié
Entre sol	3839.139	55x55	0.302	0.270	vérifié
RDC	3513.091	50x55	0.275	0.247	vérifié
1 ^{ere}	3175.519	50x50	0.25	0.224	vérifié
2 ^{eme}	2852.079	45x50	0.225	0.201	vérifié
3 ^{eme}	2531.200	45x45	0.202	0.178	vérifié
4 ^{eme}	2212.627	40x45	0.18	0.156	vérifié
5 ^{eme}	1896.359	40x40	0.16	0.133	vérifié
6 ^{eme}	1582.140	35x40	0.14	0.111	vérifié
7 ^{eme}	1264.031	30x40	0.12	0.089	vérifié
8 ^{eme}	942.033	30x40	0.12	0.066	vérifié
Comble	614.095	30x40	0.12	0.043	vérifié
Terrasse	280.219	30x35	0.105	0.019	vérifié

3.4.3 Vérification au flambement :

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

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

- γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

B_r : Section réduite du béton.

- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

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

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

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

L_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

3.4.4 Vérification du poteau du sous-sol :

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33m^2 \Rightarrow I = \frac{0.60 \times 0.55^3}{12} = 8.31 \times 10^{-3}m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8.31 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{1.68}{0.158} = 10,63 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10,63}{35}\right)^2} = 0.834$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : (B_r calculée : la section réduite)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{3866.582 \times 10^{-3}}{0.834 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.210 m^2$$

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3074 m^2 > 0.210 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

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

Tableau 13 : Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition B > B calculée		Observation
			B _r (m ²)	B _r calculée (m ²)	
Sous sol	3866.582	55×60	0.3074	0.210	vérifiée
Entre sol	3839.139	55×55	0.2809	0.221	vérifiée
RDC	3513.091	50×55	0.2544	0.194	vérifiée
1 ^{ere}	3175.519	50×50	0.2304	0.175	vérifiée
2 ^{eme}	2852.079	45×50	0.2064	0.158	vérifiée
3 ^{eme}	2531.200	45×45	0.1849	0.141	vérifiée
4 ^{eme}	2212.627	40×45	0.1634	0.124	vérifiée
5 ^{eme}	1896.359	40×40	0.1444	0.106	vérifiée
6 ^{eme}	1582.140	35×40	0.1254	0.087	vérifiée
7 ^{eme}	1264.031	30×40	0.1064	0.073	vérifiée
8 ^{eme}	942.033	30×40	0.1064	0.055	vérifiée
Comble	614.095	30×40	0.1064	0.035	vérifiée
Terrasse	280.219	30×35	0.0924	0.015	vérifiée

► Condition de RPA 99 :

- 1) $\min (b, h) \geq 25\text{cm}$ vérifiée.
- 2) $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm}$ vérifiée.
- 3) $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifiée.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

3.5 CONCLUSION:

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

Tableau 14 : Section adoptée pour les poutres et poteaux.				
Poteaux	Section (Cm ²)		Poutre	Section (Cm ²)
Sous-sol	55×60		Principale	30×40
Entre sol	55×55		Secondaire	30×40
RDC	50×55			
1 ^{ere}	50×50			
2 ^{eme}	45×50			
3 ^{eme}	45×45			
4 ^{eme}	40×45			
5 ^{eme}	40×40			
6 ^{eme}	35×40			
7 ^{eme}	30×40			
8 ^{eme}	30×40			
Comble	30×40			
Terrasse	30×35			



CHAPITRE 03

Etude des éléments secondaires

1. Introduction :

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

2. Etude des planchers :

2.1 Les poutrelles des planchers (16+5):

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 est montré sur la figure (12).

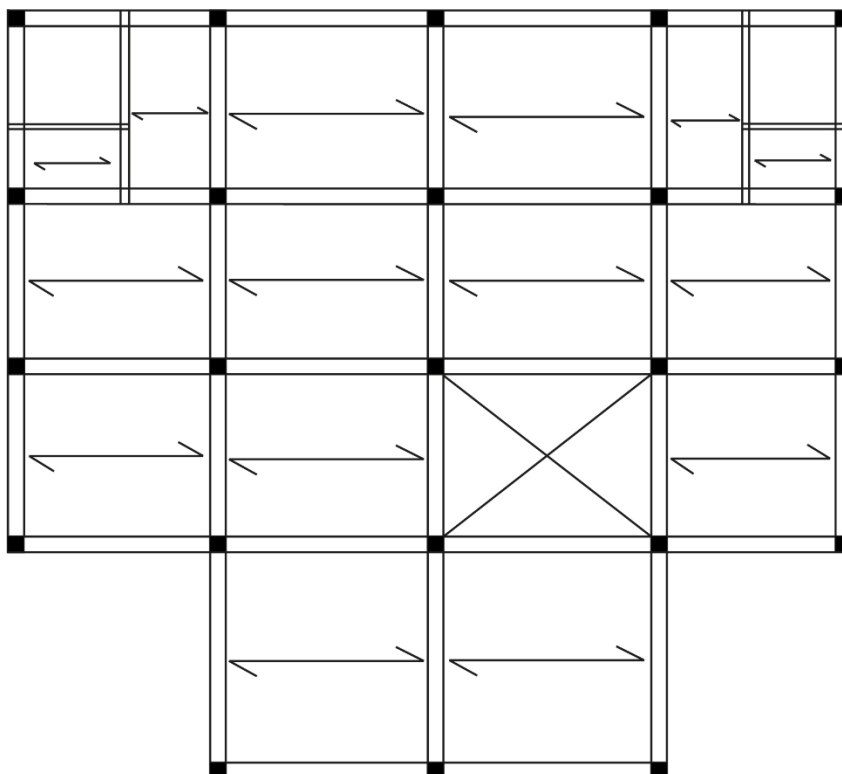
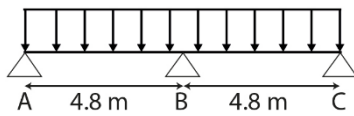


Figure 12- Schéma de disposition des poutrelles du plancher 16+5.

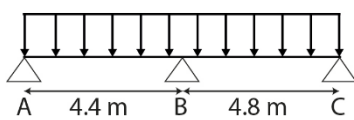
2.2 Les différents types des poutrelles obtenues :

2.2.1 Etages courants :

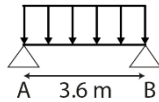
T1 :



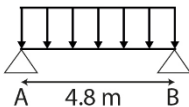
T2 :



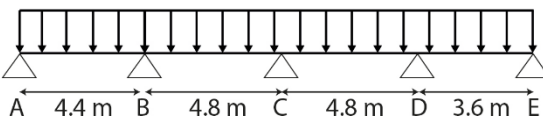
T3 :



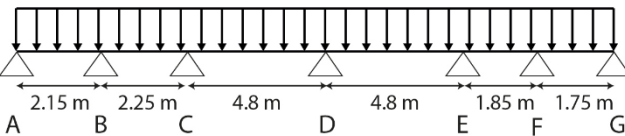
T4 :



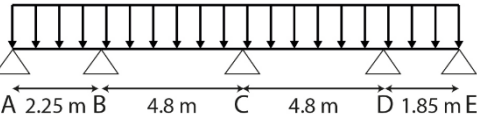
T5 :



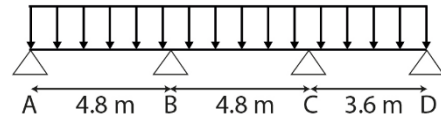
T6 :



T7 :

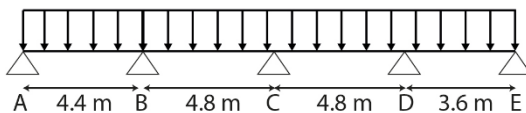


T8 :



2.2.2 Terrasse inaccessible :

T9 :



2.3 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

- $G \leq \min(2 \times G, 5\text{KN/m}^2)$ Plancher à surcharge modérée: cette condition est vérifiée pour les planchers à corps creux.
- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

- La fissuration est peu nuisible.

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

2.5 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 15 : 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 inaccessible	6.68	1	10.51	6.836	7.68	4.99
Etages courants	5.58	1.5	9.78	6.357	7.08	4.60

2.6 Calcul des sollicitations :

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

2.6.1 Poutrelles du plancher étage courant (Type 2) :

- Calcul des moments à l'ELU :

a) Moment isostatique :

Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.357 \times 4.4^2}{8} = 15.38 \text{ KN.m}$$

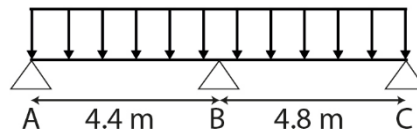


Figure 13 - Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant.

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.357 \times 4.8^2}{8} = 18.30 \text{ KN.m}$$

b) Moments sur les appuis :

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 18.30 = -10.98 \text{ Kn.m}$

c) Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.58} = 0.211 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 10.98}{2} \geq (1.063 \times 15.38) \Rightarrow M_t > 10.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 15.38 \Rightarrow M_t > 9.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(10.86, 9.71) \Rightarrow M_t = 10.86 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t + \frac{0 + 10.98}{2} \geq (1.063 \times 18.30) \Rightarrow M_t > 13.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 18.30 \Rightarrow M_t > 11.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(13.97, 11.56) \Rightarrow M_t = 13.97 \text{ KN.m}$$

► **Calcul de l'effort tranchant à l'ELU :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{P_u \times l_i}{2}$, sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré 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 :

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.357 \times 4.4}{2} = 13.98 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{6.357 \times 4.4}{2} = -16.08 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.357 \times 4.8}{2} = -15.25 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -1.15 \times \frac{6.357 \times 4.8}{2} = 17.54 \text{ KN}$$

2.7 Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:

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

2.7.1 Plancher étage courant :

Tableau 16 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 1.

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	4.8	6.35	4.60	15.30	13.25	0	0	-10.98	-7.95	13.99	10.11	15.25	-17.54
B-C	4.8	6.35	4.60	15.30	13.25	-10.98	-7.95	0	0	13.99	10.11	17.54	-15.25

Tableau 17 : 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 _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	4.4	6.35	4.60	15.38	11.13	0	0	-10.98	-7.95	10.86	7.86	13.98	-16.08
B-C	4.8	6.35	4.60	15.30	13.25	-10.98	-7.95	0	0	13.97	10.11	17.54	-15.25

Tableau 18 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 3.

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	3.6	6.35	4.60	10.29	7.45	0	0	0	0	10.29	7.45	11.44	-11.44

Tableau 19 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 4.

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	4.8	6.35	4.60	18.30	13.25	0	0	0	0	18.30	13.25	15.25	-15.25

Tableau 20 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 5 .

Méthode : Caquot minorée ELU.

Trav	L (m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.4	6.357	4.726	0	-9.56	10.97	11.81	-16.15
B-C	4.8	6.357	4.726	-9.56	-8.19	9.43	15.54	-14.97
C-D	4.8	6.357	4.726	-8.19	-7.71	10.35	15.35	-15.06
D-E	3.6	6.357	4.726	-7.71	0	6.80	13.58	-9.29

Méthode : Caquot minorée ELS.

Trav	L (m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.4	4.602	3.393	0	-6.86	7.96
B-C	4.8	4.602	3.393	-6.86	-5.88	6.88
C-D	4.8	4.602	3.393	-5.88	-5.54	7.54
D-E	3.6	4.602	3.393	-5.54	0	4.94

Tableau 21 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 6.

Méthode : Caquot minorée ELU.

Trav	L (m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.15	6.357	4.726	0	-2.21	2.64	5.80	-7.86
B-C	2.25	6.357	4.726	-2.21	-6.15	0.076	5.40	-8.90
C-D	4.8	6.357	4.726	-6.15	-8.19	11.14	14.83	-15.68
D-E	4.8	6.357	4.726	-8.19	-6.25	11.09	15.66	-14.85
E-F	1.85	6.357	4.726	-6.25	-1.48	-0.62	8.46	-3.29
F-G	1.75	6.357	4.726	-1.48	0	1.74	6.40	-4.71

Méthode : Caquot minorée ELS.

Trav	L (m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2.15	4.602	3.393	0	-1.59	1.92
B-C	2.25	4.602	3.393	-1.59	-4.42	0.07
C-D	4.8	4.602	3.393	-4.42	-5.88	8.11
D-E	4.8	4.602	3.393	-5.88	-4.49	8.07
E-F	1.85	4.602	3.393	-4.49	-1.06	-0.43
F-G	1.75	4.602	3.393	-1.06	0	1.27

Tableau 22 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 7.

Méthode : Caquot minorée ELU.

Trav	L (m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.25	6.357	4.726	0	-6.20	1.51	4.39	-9.91
B-C	4.8	6.357	4.726	-6.20	-8.19	11.11	14.84	-15.67
C-D	4.8	6.357	4.726	-8.19	-6.15	11.14	15.68	-14.83
D-E	1.85	6.357	4.726	-6.15	0	0.51	9.20	-2.55

Méthode : Caquot minorée ELS.

Trav	L (m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	2.25	4.602	3.393	0	-4.45	1.10
B-C	4.8	4.602	3.393	-4.45	-5.88	8.09
C-D	4.8	4.602	3.393	-5.88	-4.41	8.11
D-E	1.85	4.602	3.393	-4.41	0	0.37

Tableau 23 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation Type 8.

Méthode : Caquot minorée ELU.

Trav	L (m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.8	6.357	4.726	0	-10.76	13.32	13.01	-17.49
B-C	4.8	6.357	4.726	-10.76	-7.71	9.10	15.89	-14.62
C-D	3.6	6.357	4.726	-7.71	0	6.80	13.58	-9.29

Méthode : Caquot minorée ELS.

Trav	L (m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.8	4.602	3.393	0	-7.72	9.67
B-C	4.8	4.602	3.393	-7.72	-5.54	6.64
C-D	3.6	4.602	3.393	-5.54	0	4.94

2.7.2 Terrasse inaccessible :

Tableau 24 : Sollicitations de la poutrelle de la terrasse inaccessible Type 9.

Méthode : Caquot minorée ELU.

Trav	L (m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.4	6.836	4.882	0	-9.88	11.97	12.79	-17.28
B-C	4.8	6.836	4.882	-9.88	-8.46	10.51	16.70	-16.11
C-D	4.8	6.836	4.882	-8.46	-7.97	11.46	16.50	-16.30
D-E	3.6	6.836	4.882	-7.97	0	7.44	14.51	-10.09

Méthode : Caquot minorée ELS.

Trav	L (m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.4	4.99	3.544	0	-7.17	8.75
B-C	4.8	4.99	3.544	-7.17	-6.14	7.72
C-D	4.8	4.99	3.544	-6.14	-5.78	8.41
D-E	3.6	4.99	3.544	-5.78	0	5.45

2.8 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Planchers à usage d'habitation : plancher (16+5)					
Type 1	-10.98	13.99	17.54	-7.95	10.11
Type 2	-10.98	13.97	17.54	-7.95	10.11
Type 3	0	10.28	11.43	0	7.45
Type 4	0	18.30	15.24	0	13.25
Type 5	-9.56	10.97	-16.15	-6.86	7.96
Type 6	-8.19	11.14	15.68	-5.88	8.11
Type 7	-8.19	11.14	15.68	-5.88	8.11
Type 8	-10.76	13.32	-17.49	-7.72	9.67
Terrasse inaccessible : plancher (16+5)					
Type 9	-9.88	11.97	-17.28	-7.17	8.75

2.9 La sollicitation maximale (plancher 16+5) utilisée dans le ferrailage :

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{Rive} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Etage courant	-10.98	18.30	17.54	18.30	-7.95	13.25
Terrasse inaccessible	-9.88	11.97	-17.28	16.54	-7.17	8.75

2.10 Ferrailage des poutrelles:

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

2.11 Le dimensionnement des poutrelles:

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (8.4 \text{ à } 12.6)$$

On prend $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents

Poutrelles.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) \text{ Avec } \begin{cases} l_x = 55 \text{ cm} \\ l_y = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2}; \frac{145}{10} \right]$$

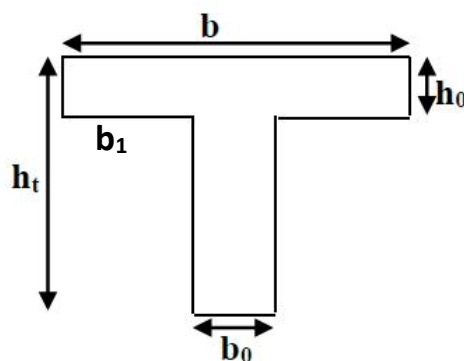


Figure 14 — Schéma des poutrelles.

$$b_1 \leq \min(27.5; 14.5)$$

$$b_1 \leq 14.5 \text{ cm}$$

On adopte : $b_1 = 14.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 14.5 + 12 = 41 \text{ cm}$$

Soit : $b = 41 \text{ cm}$.

2.12 Calcul des armatures longitudinales:

2.12.1 Plancher étage d'habitation :

► Calcul à l'ELU :

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

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

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

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.41 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 47.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{On à } M_t^{max} = 18.30 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$ 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 ($b \times h$).

a) En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.30 \times 10^{-3}}{0.41 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.087 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

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

$$\mu_{bu} = 0.087 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) \Rightarrow \alpha = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.113) = 0.180 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{18.30 \times 10^{-3}}{348 \times 0.180} = 2.921 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.921 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.41 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 0.93 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.921 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A_{tr}=2HA12+1HA10= 3.05cm².**

b) En appuis :

b.1) appuis intermédiaires : M_a^{max} = -10.98 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.98 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.180 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

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

$\mu_{bu} = 0.180 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.180}) \Rightarrow \alpha = 0.25$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.25) = 0.170 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{10.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.170} = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a = 1.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A_a=2HA12= 2.26 cm²**

b.2) En appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.045 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

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

$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) \Rightarrow \alpha = 0.057$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.057) = 0.184 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{348 \times 0.184} = 0.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{ar} = 0.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

► **Vérification a l'ELU**

a) Cisaillement :

$$V^{max} = 17.54 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.54 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} \Rightarrow \tau_u = 0.773 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

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 $\Phi 6$ avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

c) Espacement :

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow K = 1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \quad (\text{CBA. ArtA. 5.1.2.3})$$

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

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400 (\sin 90 + \cos 90)}{0.12 (0.773 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 1.03$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm}$$

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

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

Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(17.54 + \frac{10.98}{0.9 \times 0.189} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1.35 \text{ cm}^2$$

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

Au niveau de l'appui de rive :

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{17.54 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

e) **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.54 \left(\frac{0.41 - 0.12}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 0.41 \times 0.05} = 0.72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.72 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

► **Vérification à l'ELS :**

a) **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée : $M_t^{\max} = 13.25 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre y:

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

$$H = \frac{0.41 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.05) = -1.23 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -1.23 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T.

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

$$12y^2 + 381.5y - 2454.35 = 0 \dots (1) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 5.48 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{12 \times 5.48^3}{3} + (41 - 12) \times \frac{5^3}{12} + (41 - 12) \times 5 \left(5.48 - \frac{5}{2} \right)^2 + 15 \times 3.05 (18.9 - 5.48)^2$$

$$I = 10487.41 \text{ cm}^4$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{10487.41 \times 10^{-8}} \times 0.0548 = 6.92 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 6.92 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée. (BAEL E. III. 2)}$$

En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -7.95 \text{ KN.m}$

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

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

$$\Rightarrow 6y^2 + 33.9y - 640.71 = 0 \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 7.88 \text{ cm}$$

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

$$I = \left(\frac{12}{2} \times 7.88^3\right) + (15 \times 2.26) \times (18.9 - 7.88)^2$$

$$I = 7052.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.95 \times 10^{-3}}{7052.65 \times 10^{-8}} \times 0.0788 = 8.88 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

b) Etat limite de déformation :

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

b.1) Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 4 du plancher étage d'habitation.

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 :

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

On a :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{0.21}{4.8} = 0.043 \geq \frac{13.25}{15 \times 13.25} = 0.066 \end{cases}$$

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 : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$

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 :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.05 = 1.98 \text{ KN/m} \Rightarrow$ Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.58 = 3.62 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.58 + 1.5) = 4.60 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.98 \times 4.5^2}{8} = 5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.62 \times 4.5^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.6 \times 4.5^2}{8} = 11.64 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 5.48 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 10487.41 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 8.74 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{41}{3} 8.74^3 + 12 \frac{(21 - 8.74)^3}{3} - (41 - 12) \frac{(8.74 - 5)^3}{3} + 15[3.05(18.9 - 8.74)^2]$$

$$I_0 = 20712.20 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.7 \times (0.189 - 0.0548) \times 10^{-3}}{10487.41 \times 10^{-8}} = 109.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.42 \times (0.189 - 0.0548) \times 10^{-3}}{10487.41 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sg} = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.24 \times (0.189 - 0.0548) \times 10^{-3}}{10487.41 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sp} = 254.13 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.8 \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.12 \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 109.4 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.52$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 200 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 254.13 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.76$$

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

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 20712.20}{1 + 2.8 \times 0.52} = 9276.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 7697.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 7283.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 12770.97 \text{ cm}^4$$

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.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{5.01 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 9276.63 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ij} = 0.0034 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{9.16 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7697.10 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ig} = 0.00749 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{11.64 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7283.70 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ip} = 0.0100 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = \frac{9.16 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 10721.4 \times 12770.97 \times 10^{-8}}$$

$$f_{vg} = 0.0135 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.0135 - 0.0034 + 0.0100 - 0.00749$$

$$\Delta f_t = 1.26 \text{ cm} > f_{adm} = 0.90 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section d'armature, on adopte une section

$$A_s = 4.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12$$

$$A' = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 1\text{HA}12$$

On a trouvé que : $\Delta f_t = 0.88 \text{ cm} < f_{adm} = 0.90 \text{ cm}$

2.13 Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles:

Tableau 27 : Résumé de ferrillage des poutrelles.

	Zone		A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres	A(cm ²)
Plancher étage courant	Travée	4.8 et 4.4	2.921	0.93	2HA14+1HA12	4.21
		Autre	2.921	0.93	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis intermédiaires		1.85	0.27	2HA12	2.26
	Appuis de rive		0.42	0.27	1HA12	1.13
Plancher terrasse inaccessible	Travée		1.87	0.93	2HA12+1HA14	3.8
	Appuis intermédiaires		1.65	0.27	1HA12+1HA10	1.92
	Appuis de rive		0.38	0.27	1HA10	1.13

2.14 Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+5):

a) Plancher étage courant :

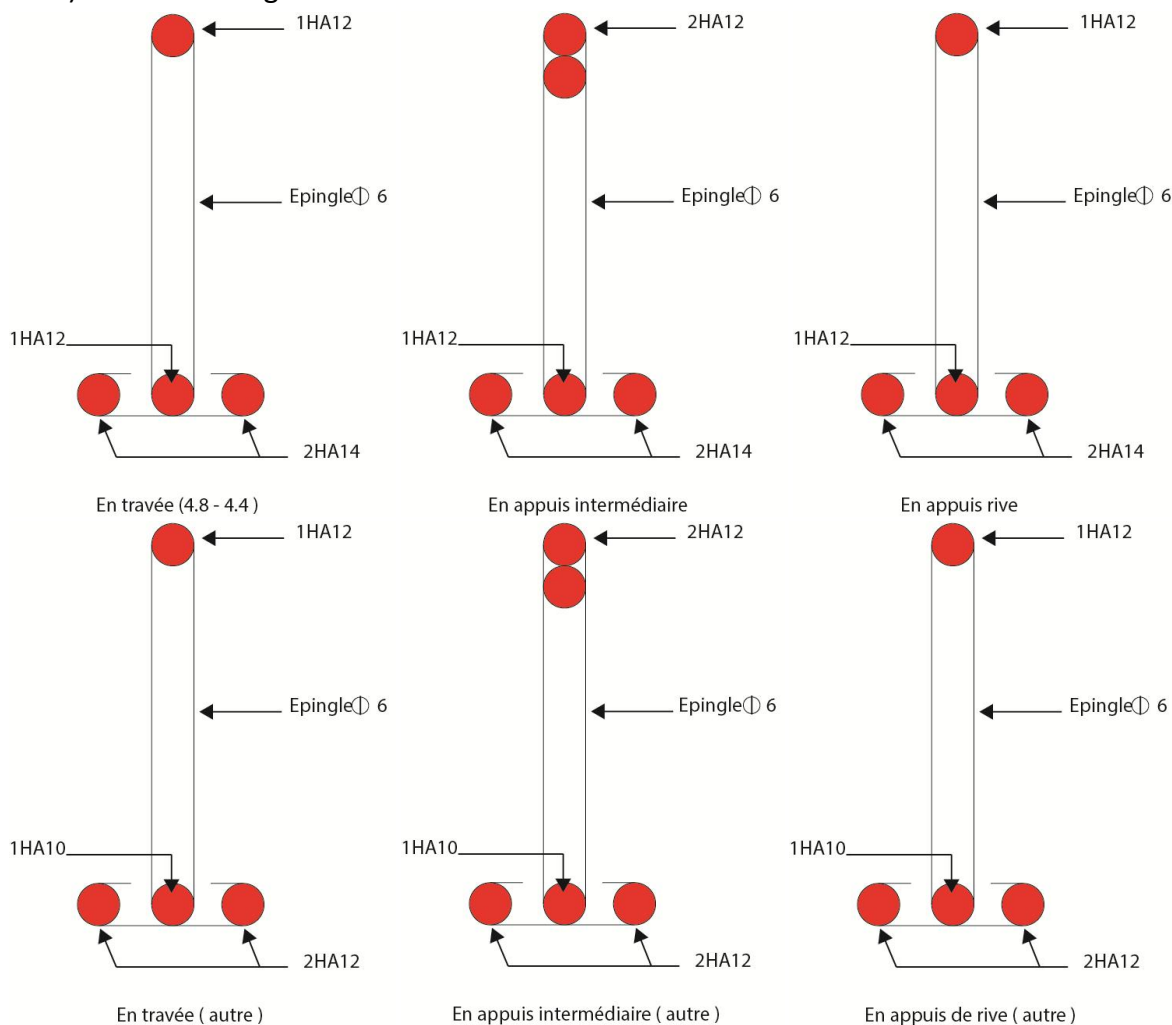


Figure 15 : Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant.

b) Plancher terrasse inaccessible :

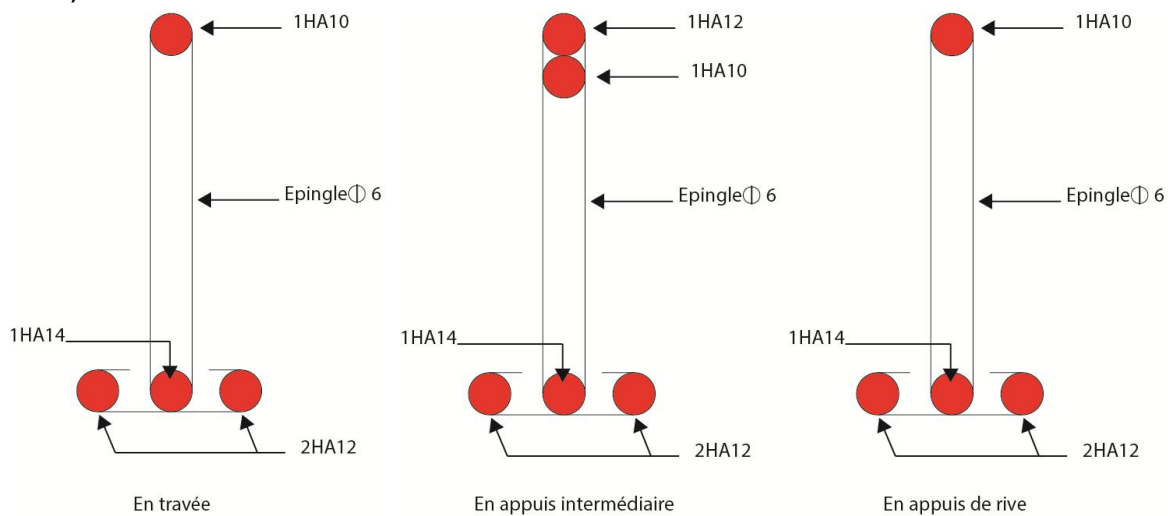


Figure 16: Schéma de ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible.

2.15 Etude de la dalle de compression:

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400$ MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (st = 20cm) ≤ 20 cm vérifiée.

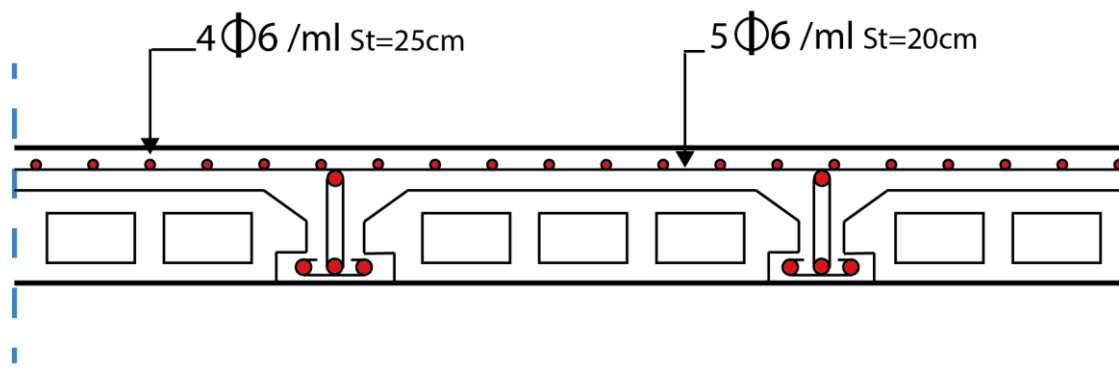


Figure 17 - Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3. Etudes des dalles pleines :

3.1 Dalle sur deux appuis:

On se contentera d'étudier la dalle la plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

On a : $L_x = 1.65\text{m}$, $L_y = 3.75\text{m}$, FN

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{3.75} = 0.44 \Rightarrow \rho = 0.44 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

3.1.1 Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a : $G = 4,69 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = 11,58 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.44 \begin{cases} U_x = 0.1049 \\ U_y = 0.25 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

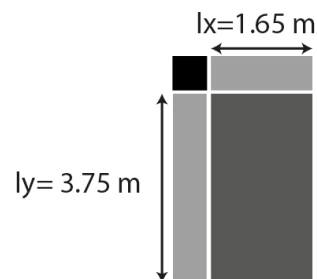


Figure 18 – Dalle pleine sur deux appuis.

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1049 \times 11.58 \times (1.65)^2 = 3.3 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.25 \times 3.3 = 0.82 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 3.3 = 2.8 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.82 = 0.69 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 3.3 = -1.65 \text{ KN.m/ml}$$

3.1.2 Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b=100cm ; h=12cm ; c=3cm ; fc28=25MPa; fe=400MPa; d=9cm.

- En travée :

Selon Lx :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.024 \\ \mu_{bu} < 0.186 &\Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 &\Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.03 \\ A_x^t &= \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.03) \times 0.09} = 0.91 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \Rightarrow A_x^t &= 0.91 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Ferrailage de dalle sur deux appuis.						
Sens		M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)
Travée	X-X	2.8	0.024	0.03	0.088	0.91
	Y-Y	0.69	0.0059	0.0073	0.089	0.22
Appuis	X-X	-1.65	0.014	0.017	0.089	0.53
	Y-Y					

3.1.3 Vérifications à l'E.L.U :

- a) Condition de non fragilité :

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

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

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

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.44)}{2} \times 100 \times 12 = 1.22 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.22 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

NB : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min} .
 Donc on adopte :
 En travées et en appuis : $A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

b) Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25cm) = 24 \text{ cm}$$

On a $S_{ty} = S_{tx} = 20 \text{ cm}$.

c) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.627 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.58 \times 1.65}{2} \times \frac{3.75^4}{1.65^4 + 1.65^4} = 9.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{9.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.102 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

e) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{9.2 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.345 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.345 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

3.1.4 Vérifications l'E.L.S :

a) Etat limite de compression de béton :

$q_s = 8.19 \text{ KN/ml}$;

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = 0.44 \begin{cases} U_x = 0.1075 \\ U_y = 0.3155 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{0\ ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1075 \times 8.19 \times (1.65)^2 = 2.39 \text{ KN.m} \\ M_{0\ ser}^y = U_y \times M_{0\ ser}^x = 0.3155 \times 2.39 = 0.75 \text{ KN.m} \\ M_{t\ ser}^x = 0.85 \times M_{0\ ser}^x = 0.85 \times 2.39 = 2.03 \text{ KN.m} \\ M_{t\ ser}^y = 0.85 \times M_{0\ ser}^y = 0.85 \times 0.75 = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.51 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65y - 338.85 = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right) (2.25)^3 + 15 \times 2.51 \times (9 - 2.25)^2 = 2095.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t\ ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.03 \times 10^3 \frac{2.25}{2095.11} = 2.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.18 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{t\ ser}^y (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{2.03(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{2095.11 \times 10^{-8}} = 98.10 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 98.10 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\ ser}^x}{20 \times M_{0\ ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.65} = 0.072 \geq 0.042 \\ \frac{2.51}{100 \times 8.6} = 0.0029 < 0.005 \end{cases}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.1.5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaires :

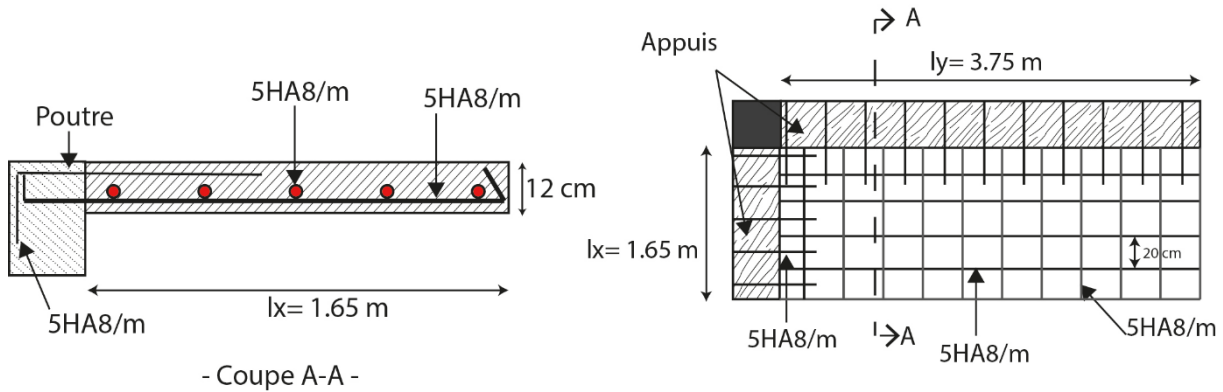


Figure 19 - Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

3.2 Dalle pleine sur trois appuis (balcon):

On a :
 Lx = 1.55 m
 Ly = 4.50 m
 FN

$$\frac{l_y}{2} = 2.25m \Rightarrow l_x = 1.55 < 2.25m$$

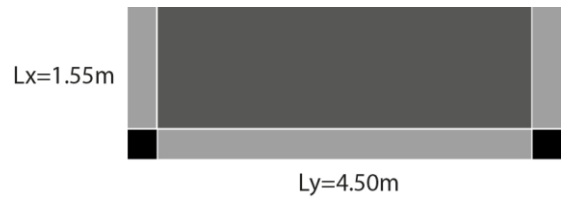


Figure 20 - Dalle pleine sur 3 appuis.

3.2.1 Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \Rightarrow M_0^y = \frac{11.58 \times 1.55^3}{6} = 7.18 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \Rightarrow M_0^x = \frac{11.58 \times 1.55^2 \times 4.5}{2} - \frac{2 \times 11.58 \times 1.55^3}{3} \\ \Rightarrow M_0^x = 33.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 33.84 = 28.77 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.18 = 6.81 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 33.84 = -10.15 \text{ KN.m}$

3.2.2 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 suivant :

Tableau 29 : Ferrailage de dalle sur trois appuis.								
Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté cm ² /ml
Travée	X-X	28.77	0.173	0.23	0.098	8.43	0.96	5HA8=2.51
	Y-Y	6.1	0.046	0.058	0.093	1.86	0.96	5HA8=2.51
Appuis	X-X	-10.15	0.077	0.101	0.092	3.1	0.96	5HA8=2.51
	Y-Y							

3.2.3 Espacement des armatures :

// au sens x-x : $St_x \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on a $St_x = 20 cm$.
 // au Sens y-y : $St_y \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on a $St_y = 20 cm$.

3.2.4 Vérification des armatures secondaires:

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

3.2.5 Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 Mpa$$

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.58 \times 1.55}{2} \times \frac{4.5^4}{1.55^4 + 4.5^4} = 8.84 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.081 Mpa \leq \tau^{lim} = 1.17 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

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

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} \text{ D'où : } 2.51cm^2 \geq 0.25cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

3.2.7 Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.69 + 3.5 = 8.19 KN/m^2$$

$$M_{0ser}^x = 23.93 KN.m, M_{tser}^x = 20.34 KN.m$$

$$M_{aser}^x = M_{aser}^y = -0.3 \times 23.93 = -7.17 KN.m$$

Tableau 30 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.

	$M_{ser} (KN.m)$	$Y(m)$	$I(Cm^4)$	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	20.34	4.39	9014.18	9.9	15	Vérifiée
En appui	-7.17	2.83	3457.35	5.87	15	Vérifiée

$$\sigma_{st} = 156.03 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

3.2.8 Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.55} = 0.077 \geq 0.042 \\ \frac{2.51}{100 \times 10.8} = 0.0025 < 0.005 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.2.9 Schéma de ferrailage :

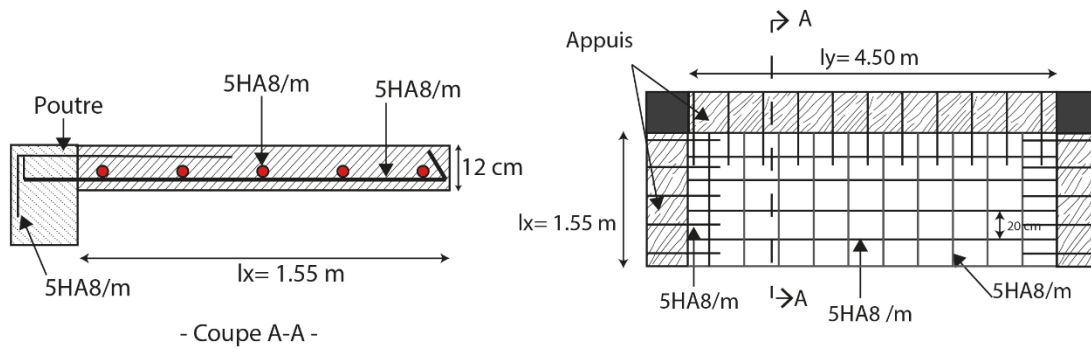


Figure 21 - Schéma de ferrailage dalle sur 3 appuis.

3.3 Dalle pleine sur quatre appuis :

$G=5.69 \text{ KN/m}^2$
 $Q=3\text{KN/m}^2 \quad q_u=12.18 \text{ KN/m}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} e = 16\text{cm} \\ FPN \\ Lx = 4.5 ; Ly = 4.9 \end{array} \right.$

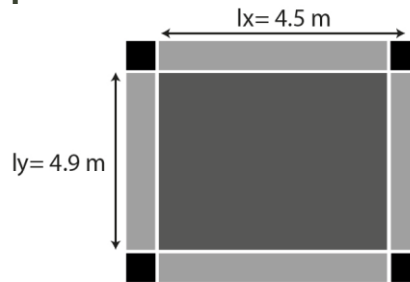


Figure 22 - Dalle pleine sur 4 appuis.

$\rho = 0.91 \begin{cases} U_x = 0.0447 \\ U_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0447 \times 12.18 \times (4.5)^2 = 11.02 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.8036 \times 2.68 = 8.85 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 11.02 = 8.26 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 8.85 = 6.63 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$

$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 11.02 = -5.51 \text{ KN.m/ml}$

3.3.1 Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=1\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=15\text{cm}$.

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

Tableau 31 : ferrailage de dalle sur quatre appuis.								
sens		M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)/ml
Travée	X-X	8.26	0.025	0.031	14.8	1.60	1.33	5HA8 =2.51
	Y-Y	6.63	0.020	0.026	14.8	1.28	1.28	5HA8 =2.51
Appuis	X-X	-5.51	0.017	0.021	14.8	1.06	1.28	4HA8 =2.01
	Y-Y	-5.51	0.017	0.021	14.8	1.06	1.28	4HA8 =2.01

3.3.2 Espacement des armatures :

// au sens x-x : $St_x \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on a $St_x = 20 cm$.

// au sens y-y : $St_y \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on a $St_y = 20 cm$.

3.3.3 Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 0.62 cm^2 \geq 0.50cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

3.3.4 Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 Mpa$$

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.18 \times 4.5}{2} \times \frac{4.9^4}{4.5^4 + 4.9^4} = 16.01 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{16.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.106 Mpa \leq \tau^{lim} = 1.17 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

3.3.5 Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{D'où : } 2.51cm^2 \geq 0.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

3.3.6 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

$q_s = 8.69 KN/ml$;

$$\rho = 0.91 \begin{cases} U_x = 0.0518 \\ U_y = 0.8646 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0518 \times 8.69 \times (4.5)^2 = 9.11 KN.m/ml \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.8646 \times 9.11 = 7.88 KN.m/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.75 \times M_{0ser}^x = 0.75 \times 9.11 = 6.83 KN.m/ml \\ M_{tser}^y = 0.75 \times M_{0ser}^y = 0.75 \times 7.88 = 5.91KN.m/ml \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.01 cm^2$,

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65y - 564.75 = 0 \Rightarrow y = 3.00 cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right) (3)^3 + 15 \times 2.51 \times (15 - 3)^2 = 6321.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t\ ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.83 \times \frac{3 \times 10^3}{6321.6} = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification a la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\ ser}^x}{20 \times M_{o\ ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.16}{4.5} = 0.035 > 0.0375 \quad \text{Non vérifié.} \\ \frac{2.51}{100 \times 15} = 0.0029 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont non vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Dans les deux directions.

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

La flèche admissible pour $l < 5\text{m}$ est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considérée : permanente et la surcharge d'exploitation.

Dalle isostatique :

$$M_{ser} = U \times q_{ser} \times l^2$$

$$M_{j\ ser} = U_x \times q_{jser} \times l_x^2$$

$$M_{j\ ser} = 0.0518 \times 4 \times (4.5)^2 = 4.195 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{g\ ser} = U_x \times q_{gser} \times l_x^2$$

$$M_{g\ ser} = 0.0518 \times 5.69 \times (4.5)^2 = 5.96 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p\ ser} = U_x \times q_{pser} \times l_x^2$$

$$M_{p\ ser} = 0.0518 \times 8.69 \times (4.5)^2 = 9.16 \text{ KN.m/ml}$$

$$\Delta f_t = 0.34 < f_{adm} = 0.90 \text{ cm} \dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

3.3.7 Schéma de ferrailage :

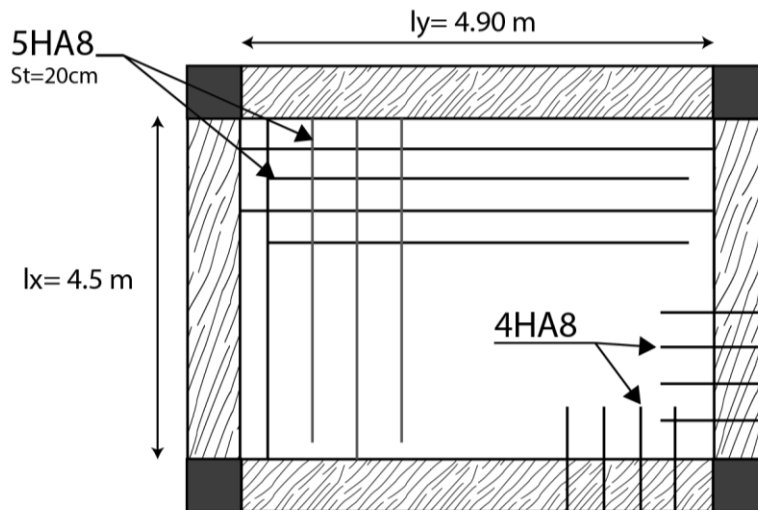


Figure 23 – Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.4 Etude des escaliers:

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller 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.

3.4.1 Etude de la volée d'escalier :

On a un seul type d'escalier à étudié.

$$G_v: \text{ poids propre de la volée} \quad G_p: \text{ poids propre de palier} \quad e=18 \text{ cm}$$

$$G_v = 9.115 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 6.1 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 32 : Combinaison de charges de l'escalier.

Combinaison de charges :	ELU	ELS
	$q_v = 1.35G_v + 1.5Q,$ $q_v = 16.05 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q,$ $q_v = 11.61 \text{ KN/m}^2$
	$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 11.98 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 8.6 \text{ KN/m}^2$

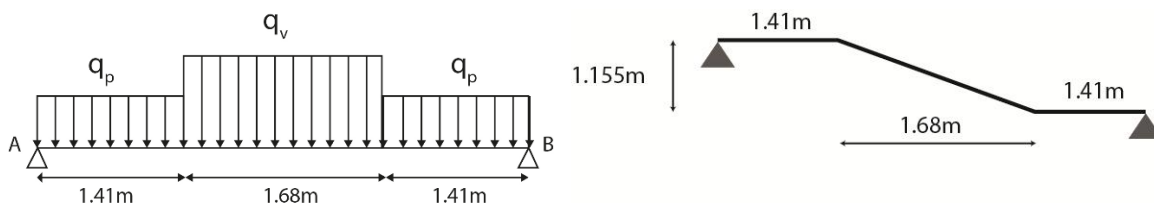


Figure 14 - Schéma statique de l'escalier.

► A l'ELU :

$$R_A = 30.37 \text{ KN} ; R_B = 30.37 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 36.62 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 30.37 \text{ KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0.75 \times 36.62 = 27.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 36.62 = -18.31 \text{ KN.m}$$

3.4.2 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

Tableau 33 : Les sollicitations sur l'escalier.

	M_0 (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)
ELU	36.62	27.46	-18.31	30.37
ELS	26.36	19.77	-13.18	/

3.4.3 Ferrailage à l'ELU :

Tableau 34 : Ferrailage des escaliers.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm^2/m	A_{min}
En travée	27.46	0.075	0.097	0.153	5.15	1.93
En appuis	-18.31	0.05	0.064	0.156	3.37	1.93

► **Espacement des barres (FPN) :**

a) Armatures principales :

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

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

On adopte : En travée : 5HA12 = 5.65 cm^2/ml

En appuis : 5HA10 = 3.93 cm^2/ml

b) Armatures secondaires :

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots$ vérifiée.

En travée $A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$

On choisit 4HA8=2.01 cm^2/ml

En appuis $A_a = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2/ml$

On choisit 4HA8=2.01 cm^2/ml

3.4.4 Vérifications à l'E.L.U :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{30.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.189 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(30.37 \times 10^{-3} - \frac{27.46 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16} \right) \times \frac{1.15}{400} = -4.60 \text{ cm}^2$$

3.4.5 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 35 : Vérification de l'état limite de compression du béton.						
	$M_{ser} (KN.m)$	$\gamma (cm)$	$I (Cm^4)$	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	19.77	4.42	14243.03	6.13	15	Vérifiée
En appui	-13.18	3.79	10603.17	4.71	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{o ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.18}{3.1} = 0.058 \geq 0.0375 \\ \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < 0.005 \end{array} \right.$$

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

3.4.6 Schéma de ferrailage :

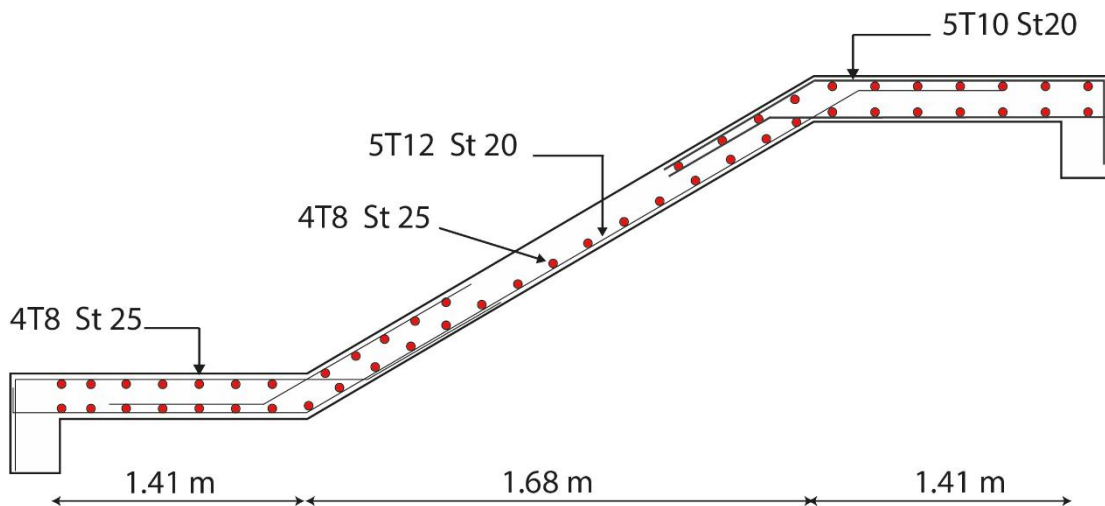


Figure 25 – Schéma de ferrailage de l'escalier.

3.5 Etude de la poutre palière :

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

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \end{cases}$$

On prend : h=30cm, b=30cm.

3.5.1 Calcul à la flexion simple :

1) Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre, $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- G_1 : Poids propre de la poutre, $G_1 = 20 \times 0.2(3.43 - 1.55) = 7.52 \text{ KN/ml}$
- La réaction de la volée à son niveau :

ELU : $R_B=30.37 \text{ KN}$

ELS : $R_B=21.87 \text{ KN}$

Tableau 36 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$p_u = 1.35(G_0 + G_1) + R_B$ $p_u = 41.31 \text{ KN/ml}$	$p_s = (G_0 + G_1) + R_B$ $p_s = 31.64 \text{ KN/ml}$
$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{41.31 \times 3.25^2}{24} = 18.18 \text{ KN.m}$	$M_t = \frac{p_s \times l^2}{24} = \frac{31.64 \times 3.25^2}{24} = 13.92 \text{ KN.m}$
$M_a = -\frac{p_u \times l^2}{12} = -36.36 \text{ KN.m}$	$M_a = -\frac{p_s \times l^2}{12} = -27.84 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 67.12 \text{ KN}$	

2) Ferrailage : b=0.3 ; h=0.3

Tableau 37 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/m$	$A_{min} \text{ cm}^2/m$
En travée	18.18	0.054	0.069	0.272	1.92	4.5
En appuis	-36.36	0.108	0.143	0.263	3.97	4.5

3) Exigence du RPA :

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

$$A = A^t + A^a = 1.92 + 3.97 = 5.89 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

3.5.2 Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier
C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{-18.31 \times 3.25}{2} = -29.75 \text{ KN.m}$$

3.5.3 Calcul de la section d'armature longitudinale :

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	$e = \varnothing/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$ $\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{ m}^2$ $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}^2$ $A_l = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.84 \text{ cm}^2$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.	
- e : épaisseur de la paroi.	
- A_l : section d'acier.	

En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.92 + \frac{6.84}{2} = 5.34 \text{ cm}^2$$

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

En appuis :

$$\text{Soit : } A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.97 + \frac{6.84}{2} = 7.39 \text{ cm}^2$$

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

3.5.4 Vérification a l'ELU :

► **Flexion simple :**

a) l'effort tranchant :

$$V_u = 67.12 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.799 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{c'est vérifiée.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(67.19 \times 10^{-3} - \frac{36.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} = -2.21 \text{ cm}^2 \text{ ok.}$$

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

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2\text{cm}.$$

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

3.5.5 Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

Tableau 38 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	
Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times St/f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$ $A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})St/0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.43 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.4 \times e \times St/f_e = 0.075 \text{ cm}^2$ $A_t = M_{Tor} \times St/2\Omega \times f_{st} = 1.025 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_t = 1.025 + 0.45 = 1.475 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier 4HA8=2.01 cm²

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

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

On a $V_{max} = 79.13 \text{ Kn}$; $\tau_{flexion} = 0.799 \text{ Mpa}$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{29.75 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 4.76 \text{ Mpa}$$

D'où : $\tau_u = 4.82 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

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

Donc : $\tau_u = 2.99 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

b) Vérification a l'ELS :

► **Etat limite de compression de béton :**

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

En travée : $M_t=13.92 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 2.41 \text{ Mpa} < ; \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$Y=12.24 \text{ cm}$; $I=74886.60 \text{ cm}^4$

En appuis : $M_a=-27.84 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 4.55 \text{ Mpa} < ; \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

► **Evaluation de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{20 \times M_{o \text{ ser}}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{4}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.25} = 0.107 \geq 0.016 \\ \frac{6.79}{35 \times 33} = 0.0058 < 0.001 \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

3.5.6 Schéma de ferrailage :

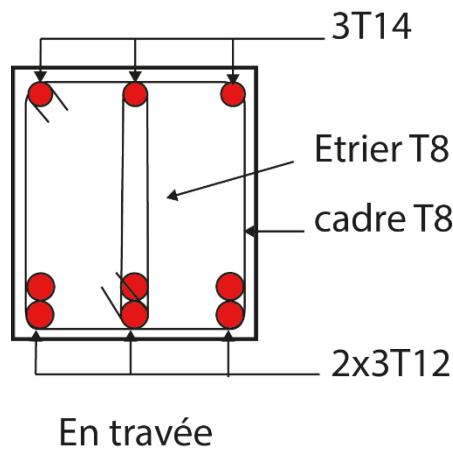


Figure 26 - Schéma ferrailage de la poutre palière.

3.6 Etude de l'ascenseur:

3.6.1 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 =180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur =160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur =220cm.
- 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 $V = 1$ m/s.

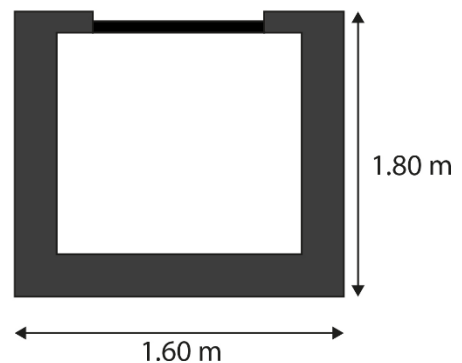


Figure 27 : cage d'ascenseur.

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

3.6.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x = 1.6m$, $l_y = 1.8m$, $S = 1.6 \times 1.8 = 2.88$ m²

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

$e \geq 11cm$ pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13cm$ isolation phonique.

Donc on prend $e = 15cm$.

3.6.3 Evaluation des charges et surcharges :

- $G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.
- $G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ KN/m}^2$ Poids du mortier de pose de 3cm.
- $G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$ Poids de l'isolant thermique.
- $G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2$ Poids de la forme de pente méta chape.
- $G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ Poids du revêtement dallage colle.
- $G'_T = 5.55 \text{ KN/m}^2$.

$$G'' = \frac{Fe}{S} = \frac{145}{2.88} = 50.34 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{total} = G'_T + G'' = 55.89 \text{ KN/m}^2. \quad Q_{total} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

3.6.4 Cas d'une charge répartie :

▶ **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 76.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

▶ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.37 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▶ **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement):**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 7.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 5.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -4.68 \text{ KN.m}$$

3.6.5 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.

Tableau 39 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.						
sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	X-X	7.02	0.027	0.034	0.133	1.51
	Y-Y	5.22	0.025	0.025	0.118	1.27
Appuis	X-X	-4.68	0.022	0.022	0.118	1.13
	Y-Y					

a) Vérification à l'ELU :

On calcul A_{min} : on a des HA feE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e = 15cm ; b = 100cm ; \rho = 0.88$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ S_{tx} \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{ty} \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_{ty} \leq 45cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 Mpa$$

Tableau 40 : Vérification de la section d'acier.

Sens	$A_{min} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$	A_y^t	$A_x^t/4$	$A_{adopté}(cm^2)/ml$
x-x	1.27	25	1.2 > 0.3775		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

Tableau 41 : Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u (Mpa)$	$\tau^{lim} (Mpa)$	Obs	$\tau_{adm} (Mpa)$	Obs
37.89	0.28	1.16	A_t ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 56.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0546 \\ U_y = 0.8216 \end{cases} \text{ Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.95 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 5.96 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 4.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

► Etat limite de compression du béton :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } \gamma = 3.12 \text{ cm}, I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

En travée :

$$\sigma_{bc}^{x-x'} = 3.05 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y'} = 3.05 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

► **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 > 0.037 \\ 3.14 < 6.75 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

3.6.6 Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

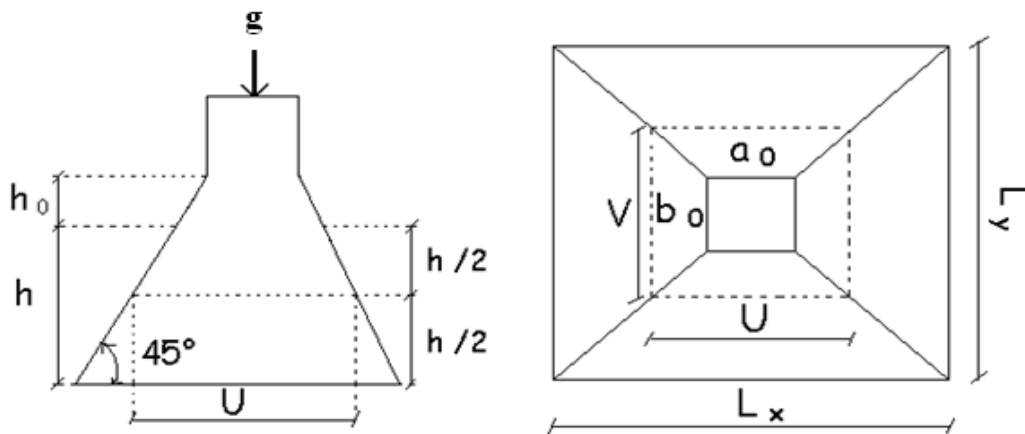


Figure 28 - Schéma représentant la surface d'impact.

$$U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

a) Etude à l'ELU :

On a $G = 72.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ KN.}$$

► **Calcul des sollicitations :**

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.88$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{102.5}{160} = 0.64$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{102.5}{180} = 0.56$$

En se référant à l'abaque PIGEAU annexe III et IV, on trouve $M_1=0.085$ et $M_2=0.068$.

► **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.085 = 8.296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.60 \times 0.068 = 6.636 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 1 = 8.92 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 8.92 \times (1.6)^2 = 1.08 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_y \times q_u \times l_y^2 = 0.7438 \times 8.92 \times (1.6)^2 = 16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

► **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.37 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

► **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

En travée :

$$M_t^x = 0.75 \times 9.37 = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.43 = 5.57 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times 9.37 = -4.68 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 42 :

Tableau 42 : Résultats des calculs.				
Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)
X-X	7.02	-4.68	1.51	1.13
Y-Y	5.57	-4.68	1.35	1.13

b) **Vérification a l'ELU** : On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 25\text{cm}) \\ \min(3e, 33\text{cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau 43 : Vérification de la section d'acier.					
Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _y ^t	A _x ^t /4	A adopté(cm ² /ml)
x-x	1.272	25	1.35 > 0.377		En travée et en appui : A _x ^t = 4T10 = 3.14
y-y	1.2	25			En travée et en appui : A _y ^t = 4T10 = 3.14

► **Vérification au poinçonnement** :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

e: Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410\text{cm.} ; \quad p_u = 97.60\text{KN}$$

Après calcul on constate que 97.60 KN < 461.25 KN.

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.235\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) **Calcul à l'ELS** :

Les moments engendrés par le système de levage : q_{ser} = g = 72.3KN.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.068) = 7.12 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 72.3 \times (0.068 + 0.2 \times 0.085) = 6.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.91 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.03 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appui :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times m_x \Rightarrow M_t^x = 6.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times m_y \Rightarrow M_t^y = 5.16 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times m_x \Rightarrow M_a = -4.015 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.6.7 Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, Les résultats sont résumés dans le tableau 44.

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	A_t adopté (cm ² /ml)
X-X'	6.02	-4.01	3.12	6087.13	3.14
Y-Y'	5.16	-4.01	2.92	4713.12	3.14

En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 3.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

En appuis :

$\sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

3.6.8 Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{1.6} = 0.093 > 0.037 \\ 3.14 < 6.75 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

3.6.9 Schéma de ferrillage :

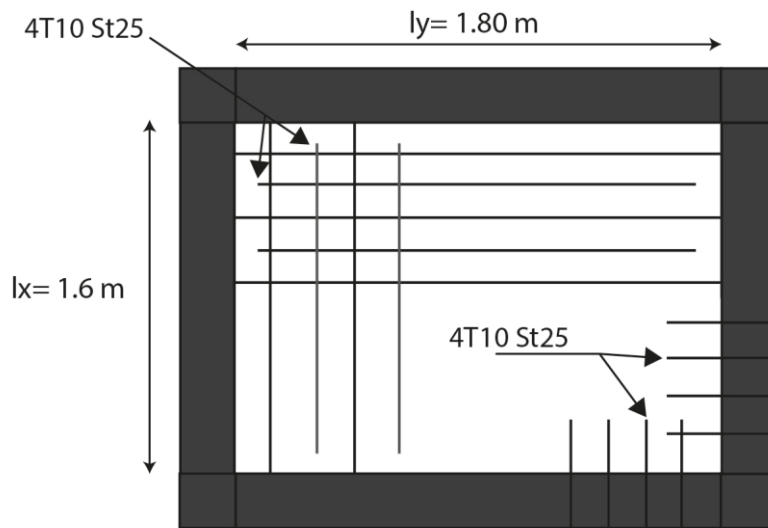


Figure 29 - Schema de ferrillage des deux dalles de l'ascenseur.

3.7 Etude de l'acrotère:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

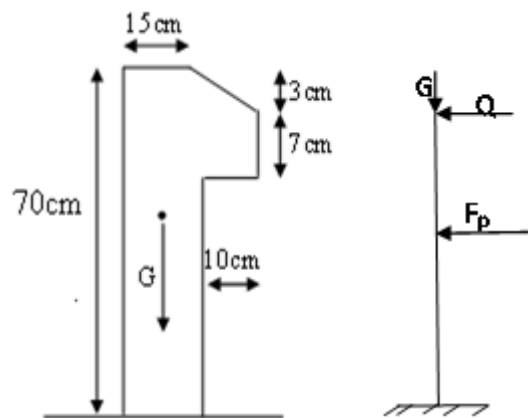


Figure 30 - Schéma statique de l'acrotère.

3.7.1 Hypothèse de calcul :

a) Evaluation des charges :

Poids propre :

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.84 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 1.5 \text{ cm)} : G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 2 \text{ cm)} : G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$$

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

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

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

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,33 \Rightarrow F_p = 1,59 \text{KN}$.

3.7.2 Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8,81 \text{cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 37,19 \text{cm}$$

$$N_G = 3,33 \text{KN}$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,59 \times 0,3719 \Rightarrow M_{F_p} = 0,591 \text{KN.m}$$

Tableau 45 : Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Sollicitations	ELU	ELS
Combinaison de charges	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	4.49	3.33
(M KN.m)	1.05	0.70

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0,23 \text{m}; \quad \frac{h}{6} = 0,116 \text{m}$

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

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

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{cm}; \frac{h}{250}) = 2 \text{cm}. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\begin{aligned} \text{Donc: } e_2 &= 0.0078m \\ e &= e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.257m \end{aligned}$$

3.7.3 Calcul à l'E.L.U :

$N_u = 4.49KN$; $M_u = N_u \times e = 4.49 \times 0.257 \Rightarrow M_u = 1.154KN.m$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $\sigma_{st} = 348MPa$
 $h = 15 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.154 + 4.49 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.356KN.m$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0066) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.008; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.1196m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{4.49 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.1959cm^2$$

3.7.4 Vérification à l'E.L.U :

1. La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

On remarque que : $A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Donc on adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

2. Espacement :

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

Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23,33$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

3. Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2,5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,59 + 1 \Rightarrow V_u = 2,59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,021 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

4. Vérification de l'adhérence :

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

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2,59 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 0,10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0,179 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

ψ_s est le coefficient de scellement.

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

3.7.5 Vérification à l'ELS

$$d = 0,12 \text{ m}; N_{ser} = 3,33 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m}; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

► Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

► Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0,7/3,33) + (0,12 - 0,15/2) \Rightarrow e_1 = 0,255 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0,12 - 0,255 \Rightarrow c = -0,125 \text{ m.}$$

$$c = -0.125 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.042 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0028 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.107 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

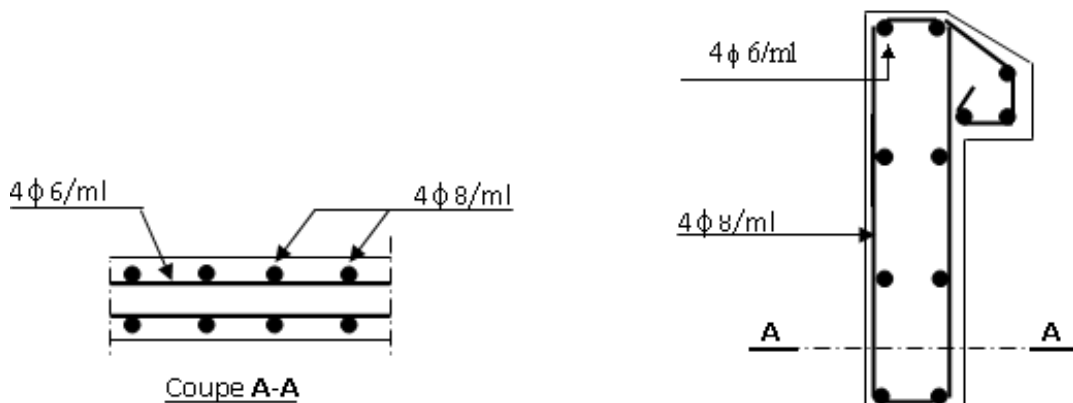


Figure 31 - Schéma de ferrailage de l'acrotère.



CHAPITRE 04

Etude dynamique

1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ▶ La méthode statique équivalente.
- ▶ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ▶ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1 Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

3.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul total : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres : - Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa \Rightarrow **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

RPA99 (Formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q: est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau 46 : Valeurs des pénalités P _q .				
“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
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	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : **Q_x = Q_y = 1,20**

W: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i.$$

W G_i : poids dû aux charges permanentes totales.

W Q_i : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

β = 0.2 pour usage d'habitation

⇒ **W = 47345,174 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 comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour

simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

Puisque le sol a une capacité portante de 2 MPa et d'après le tableau 3.2 du RPA99, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

► **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

Où $\varepsilon(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ Pour un contreventement mixte.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,81 > 0,7$$

$$T_c = C_T \cdot H_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$H_n = 37\text{m}$ (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) **RPA99 (Tab.4.6)**

$$\Rightarrow T_c = 0.75 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 18\text{m}, L_y = 24,75\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,784s \\ T_y = 0,669s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.75s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.669s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.33 \\ D_y = 1,43 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.75 = 0.975s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.669 = 0.869s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = 2266,88KN$$

$$V_{st,y} = 2437,329KN$$

3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle 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 laquelle 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 symétrique 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 du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

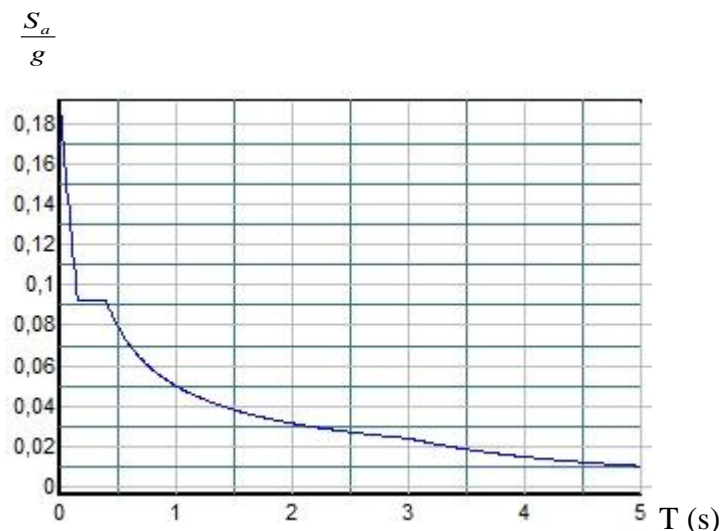


Figure 32 - Spectre de calcul.

3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

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 résultantes 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.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tels 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.

4.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

4.2 Disposition des voiles de contreventement:

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure 33.

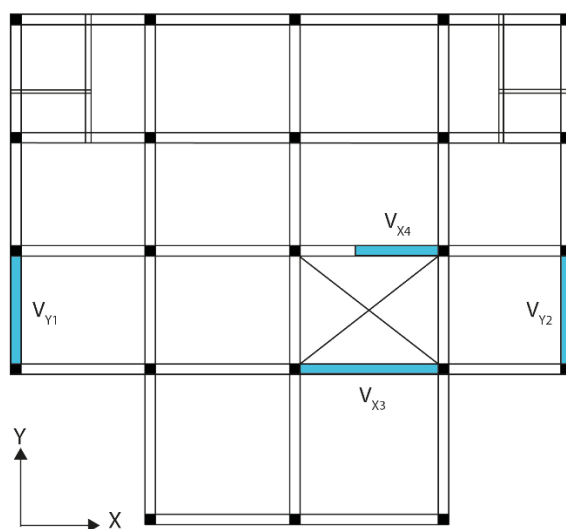


Figure 33 - Disposition des voiles de contreventement.

4.3 Résultats et discussions:

4.3.1 Périodes de vibration et participation massique :

Tableau Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Tableau 47 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Periode (s)	Mode individuel			Sommes cumulées	
		UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
1	0,760423	0,65051	0,00749	0,00008965	0,65051	0,00749
2	0,693406	0,00619	0,61535	0,0000002643	0,6567	0,62284
3	0,574217	0,02755	0,00255	0,00002872	0,68425	0,62539
4	0,242222	0,1326	0,00013	0,00076	0,81685	0,62552
5	0,205129	0,00047	0,16121	0,00006966	0,81732	0,78673
6	0,175685	0,01266	0,00115	0,00074	0,82998	0,78788
7	0,122835	0,04581	0,00009766	0,01239	0,87579	0,78798
8	0,112868	0,00043	0,00142	0,25804	0,87622	0,7894
9	0,105851	0,00042	0,01113	0,31707	0,87664	0,80053
10	0,099484	0,00007111	0,05641	0,02076	0,87671	0,85695
11	0,091862	0,00575	0,00442	0,0035	0,88246	0,86136
12	0,08674	0,00359	0,000005637	0,00051	0,88605	0,86137
13	0,082199	0,00028	0,00001488	0,01903	0,88632	0,86138
14	0,079543	0,00109	0,00002081	0,03736	0,88742	0,8614
15	0,077338	0,02111	0,00051	0,01201	0,90853	0,86191
16	0,071797	0,00071	0,00081	0,00006235	0,90924	0,86272
17	0,065815	0,00002809	0,00536	0,00368	0,90926	0,86807
18	0,065119	0,00001277	0,02994	0,00576	0,90928	0,89801
19	0,062423	0,00029	0,00165	0,00092	0,90957	0,89966
20	0,05987	0,00004078	0,00063	0,03784	0,90961	0,9003

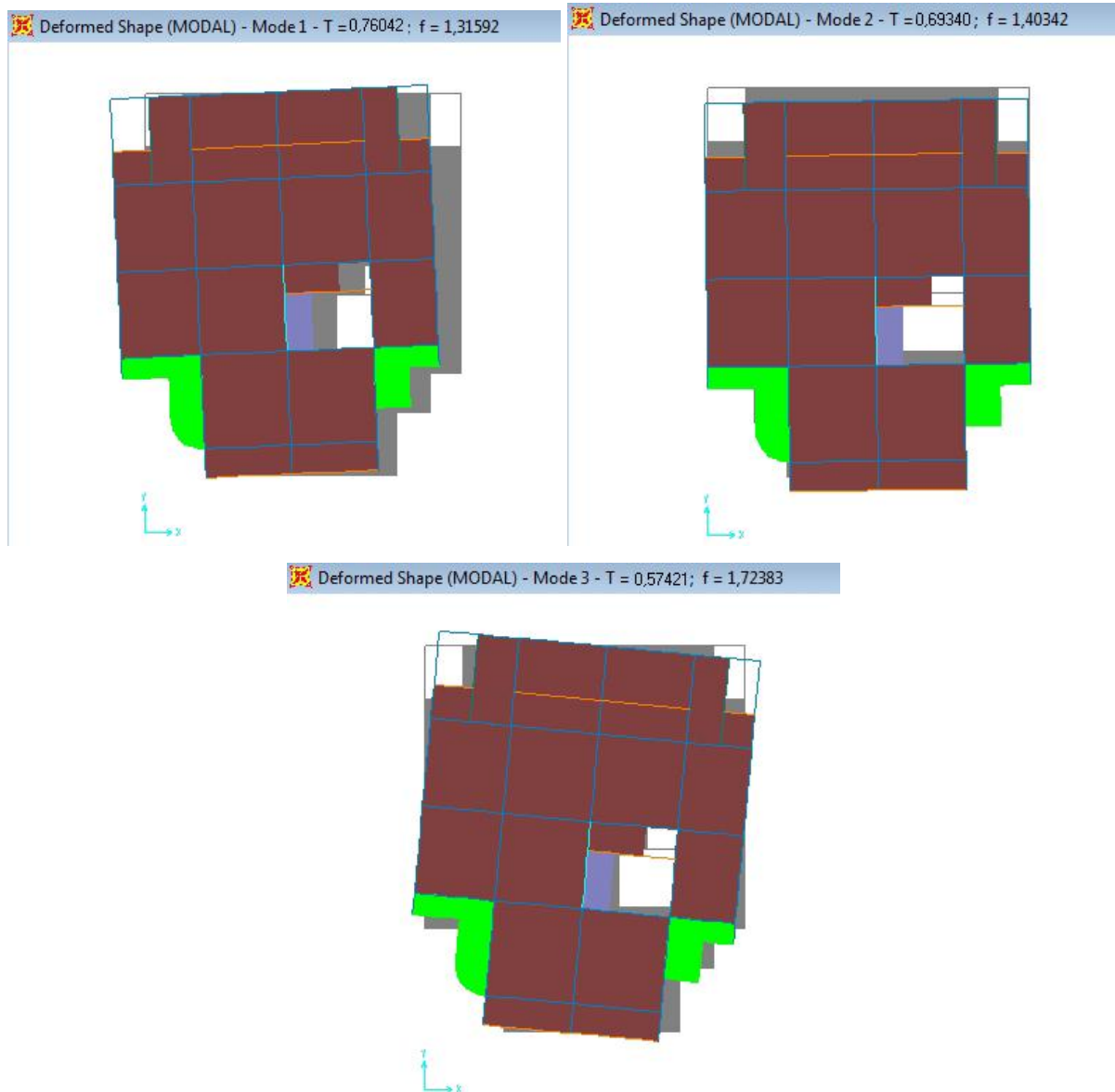


Figure 34 - Les trois premiers modes de déformation.

► **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x atteint les 90% au bout de 15 modes, et selon l'axe y au bout de 20 modes.

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

4.3.2 Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux 48 et 49, illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

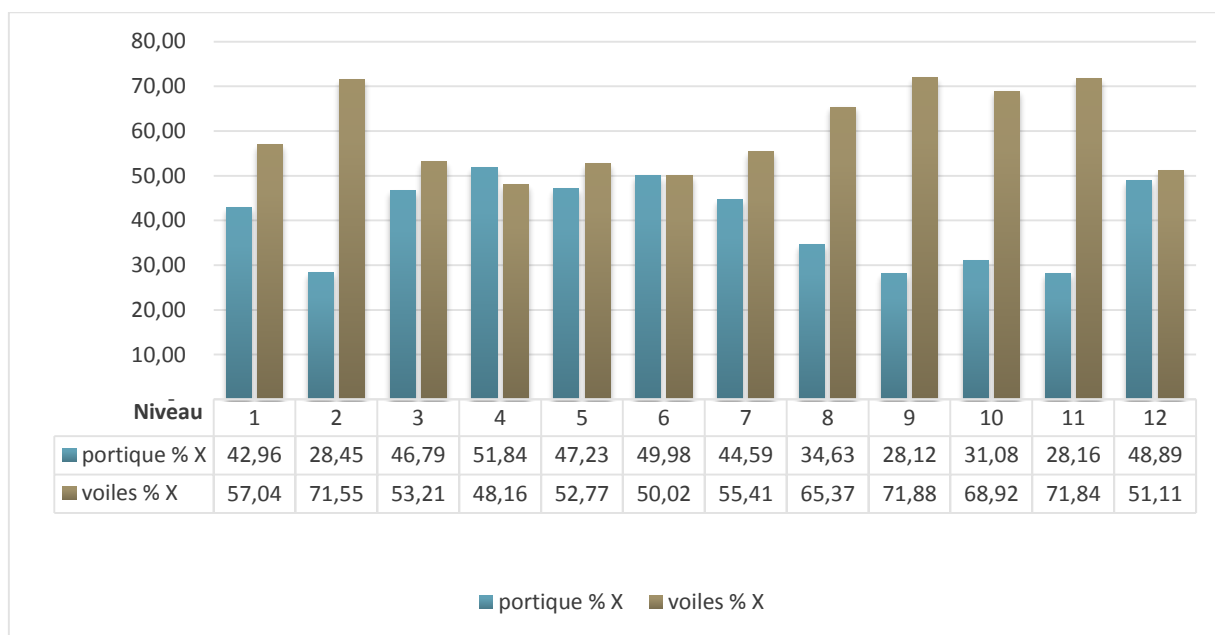


Figure 35 - Interaction "Voiles-portiques" sous charges horizontales sens « x ».

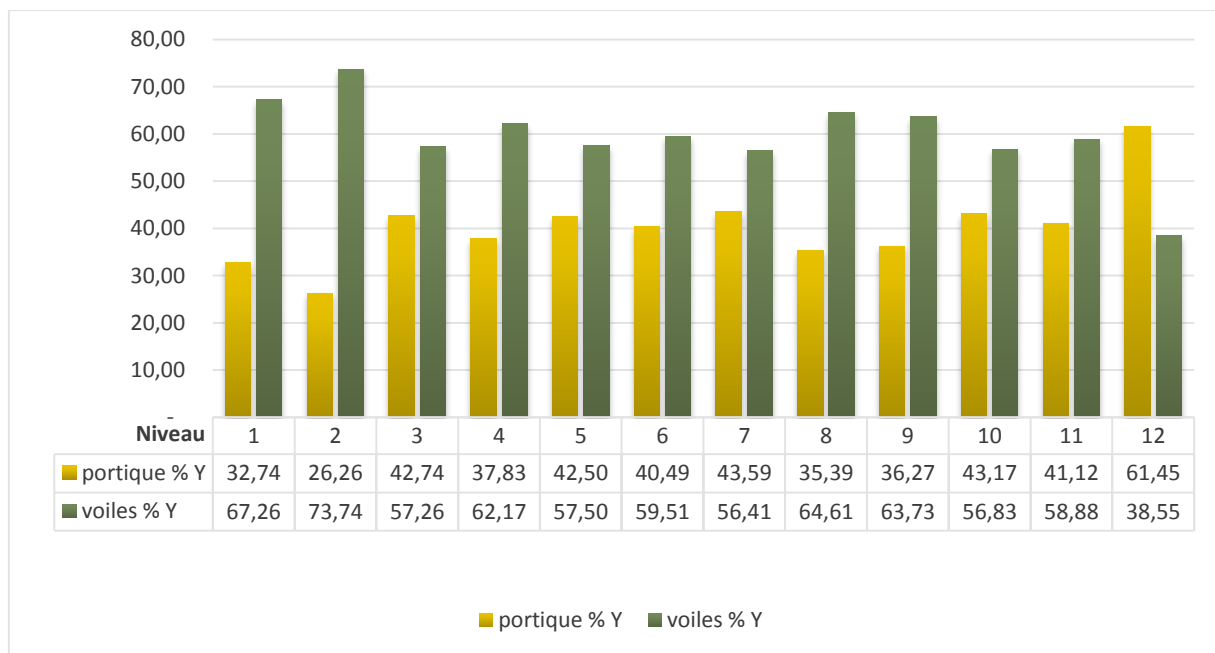


Figure 36 - Interaction "Voiles-portiques" sous charges horizontales sens « y ».

Tableau 48 : Vérification sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portique		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Sous-sol	853,433	672,762	1133,334	1382,175	42,96	32,74	57,04	67,26
Entre sol	555,023	530,801	1395,969	1490,775	28,45	26,26	71,55	73,74
RDC	869,856	866,223	989,276	1160,303	46,79	42,74	53,21	57,26
1ere	915,663	695,266	850,518	1142,43	51,84	37,83	48,16	62,17
2eme	780,155	735,845	871,7	995,507	47,23	42,50	52,77	57,50
3eme	758,281	647,63	759,01	951,709	49,98	40,49	50,02	59,51
4eme	609,403	632,512	757,366	818,531	44,59	43,59	55,41	56,41
5eme	415,207	454,12	783,763	829,13	34,63	35,39	65,37	64,61
6eme	279,382	396,296	714,119	696,38	28,12	36,27	71,88	63,73
7eme	242,223	378,04	537,241	497,758	31,08	43,17	68,92	56,83
8eme	145,779	257,13	371,85	368,182	28,16	41,12	71,84	58,88
comble	128,075	252,266	133,901	158,226	48,89	61,45	51,11	38,55

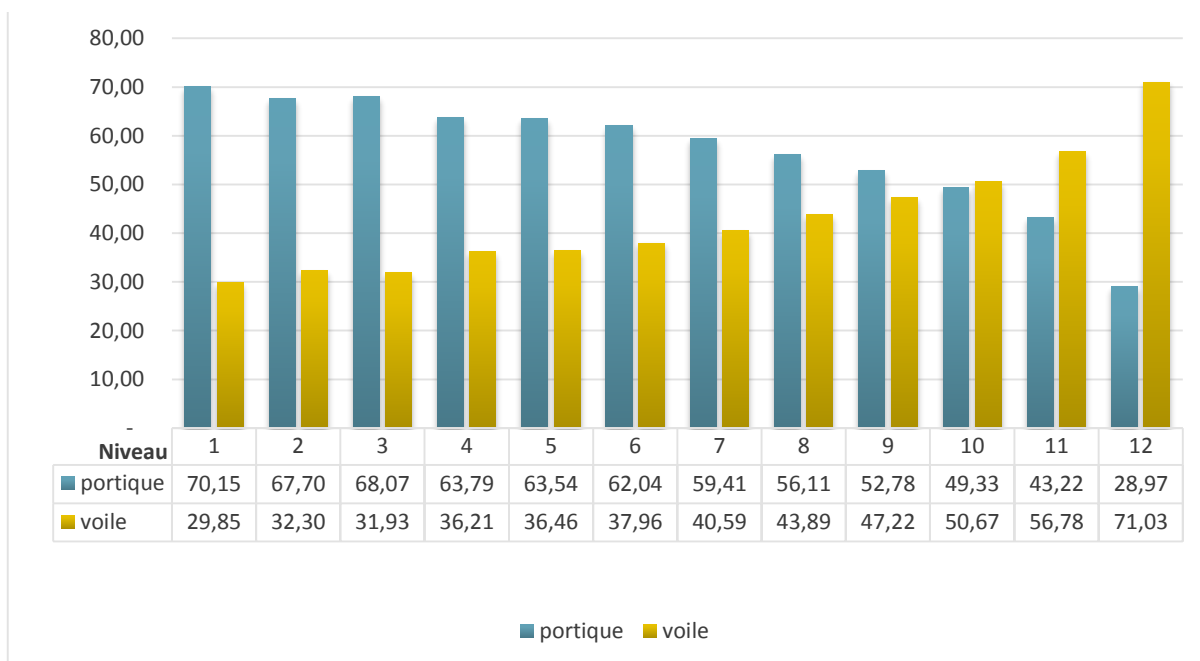


Figure 37 - Interaction "voiles-portiques" sous charges verticales.

Tableau 49 : Vérification sous charges verticales.

Niveau	Charge reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	portique	voile	portique	voile
Sous-sol	36787,09	15656,23	70,15	29,85
Entre sol	30586,91	14594,23	67,70	32,30
RDC	29312,217	13749,486	68,07	31,93
1ere	21177,55	12018,97	63,79	36,21
2eme	19319,18	11083,95	63,54	36,46
3eme	16499,47	10097,34	62,04	37,96
4eme	13060,35	8922,52	59,41	40,59
5eme	10017,16	7835,43	56,11	43,89
6eme	7265,65	6499,36	52,78	47,22
7eme	4776,91	4907,45	49,33	50,67
8eme	2550,663	3351,45	43,22	56,78
comble	706,468	1732,497	28,97	71,03

a) Analyse des résultats :

Les différentes configurations des voiles étudiées n’ont pas pu vérifier les conditions du RPA99 simultanément, ceci est dû essentiellement à la longueur des voiles choisies. Nous avons donc choisi la disposition des voiles de sorte à les faire travailler au maximum sous chargement sismique (d’ailleurs c’est leur rôle principal!).

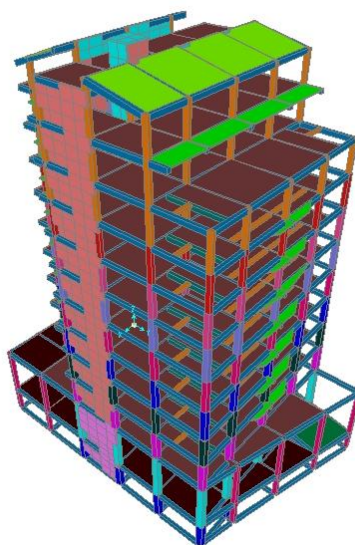


Figure 38 - Vue 3D de la structure étudiée.

b) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l’article 4.3.6 du l’RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau 50 : 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'	1980.25	2266.88	0.873	Vérifiée
Sens Y-Y'	2055.4	2437.329	0.843	Vérifiée

c) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 51.

Tableau 51 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
Sous-sol	55×60	2445.137	0.296 < 0.3	Vérifiée
Entre sol	55×55	2146.004	0.283 < 0.3	Vérifiée
RDC	50×55	1943.005	0.282 < 0.3	Vérifiée
1 ^{ere}	50×50	1724.016	0.275 < 0.3	Vérifiée
2 ^{eme}	45×50	1508.445	0.268 < 0.3	Vérifiée
3 ^{eme}	45×45	1295.658	0.255 < 0.3	Vérifiée
4 ^{eme}	40×45	1087.074	0.241 < 0.3	Vérifiée
5 ^{eme}	40×40	884.395	0.221 < 0.3	Vérifiée
6 ^{eme}	35×40	689.348	0.196 < 0.3	Vérifiée
7 ^{eme}	30×40	498.753	0.166 < 0.3	Vérifiée
8 ^{eme}	30×40	333.439	0.111 < 0.3	Vérifiée
Comble	30×40	155.091	0.051 < 0.3	Vérifiée

d) Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

Avec :

δ_k: déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_k: déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux 52 et 53.

Tableau 52 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X					
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)
Sous-sol	0,0388	0	0,194	0,194	240	0,08
Entre sol	0,245	0,194	1,225	1,031	490	0,21
RDC	0,362	1,225	1,81	0,585	297	0,20
1 ^{ere}	0,51	1,81	2,55	0,74	297	0,25
2 ^{eme}	0,667	2,55	3,335	0,785	297	0,26
3 ^{eme}	0,826	3,335	4,13	0,795	297	0,27
4 ^{eme}	0,986	4,13	4,93	0,8	297	0,27
5 ^{eme}	1,145	4,93	5,725	0,795	297	0,27
6 ^{eme}	1,295	5,725	6,475	0,75	297	0,25
7 ^{eme}	1,403	6,475	7,015	0,54	297	0,18
8 ^{eme}	1,405	7,015	7,025	0,01	297	0,00
Comble	1,435	7,025	7,175	0,15	297	0,05

Tableau 53 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y					
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)
Sous-sol	0,0205	0	0,1025	0,1025	240	0,04
Entre sol	0,116	0,1025	0,58	0,4775	490	0,10
RDC	0,204	0,58	1,02	0,44	297	0,15
1 ^{ere}	0,318	1,02	1,59	0,57	297	0,19
2 ^{eme}	0,446	1,59	2,23	0,64	297	0,22
3 ^{eme}	0,583	2,23	2,915	0,685	297	0,23
4 ^{eme}	0,724	2,915	3,62	0,705	297	0,24
5 ^{eme}	0,869	3,62	4,345	0,725	297	0,24
6 ^{eme}	1,01	4,345	5,05	0,705	297	0,24
7 ^{eme}	1,143	5,05	5,715	0,665	297	0,22
8 ^{eme}	1,271	5,715	6,355	0,64	297	0,22
Comble	1,399	6,355	6,995	0,64	297	0,22

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

e) Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA99 (5.9)]

Les effets du 2^{ème} 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 :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - q_K)$.

Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux 54 et 55.

Tableau 54 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X					Observation
	Δ_k (cm)	P_k	V_k	h_k (cm)	Θ	
Sous-sol	0,194	41732,75	1978,679	240	0,0170	Vérifiée
Entre sol	1,031	35197,42	1952,346	490	0,0379	Vérifiée
RDC	0,585	31311,912	1844,092	297	0,0334	Vérifiée
1 ^{ere}	0,74	27469,095	1748,538	297	0,0391	Vérifiée
2 ^{eme}	0,785	23668,971	1634,454	297	0,0383	Vérifiée
3 ^{eme}	0,795	19907,271	1500,189	297	0,0355	Vérifiée
4 ^{eme}	0,8	16182,934	1351,269	297	0,0323	Vérifiée
5 ^{eme}	0,795	12527,969	1185,132	297	0,0283	Vérifiée
6 ^{eme}	0,75	8907,159	991,858	297	0,0227	Vérifiée
7 ^{eme}	0,54	5314,147	767,037	297	0,0126	Vérifiée
8 ^{eme}	0,01	2294,597	506,29	297	0,0002	Vérifiée
Comble	0,15	723,999	242,914	297	0,0015	Vérifiée

Tableau 55 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y					Observation
	Δ_k (cm)	P_k	V_k	h_k (cm)	θ	
Sous-sol	0,1025	41732,75	2047,335	240	0,0087	Vérifiée
Entre sol	0,4775	35197,42	2017,778	490	0,0170	Vérifiée
RDC	0,44	31311,912	1905,335	297	0,0243	Vérifiée
1 ^{ere}	0,57	27469,095	1811,653	297	0,0291	Vérifiée
2 ^{eme}	0,64	23668,971	1701,833	297	0,0300	Vérifiée
3 ^{eme}	0,685	19907,271	1570,936	297	0,0292	Vérifiée
4 ^{eme}	0,705	16182,934	1421,947	297	0,0270	Vérifiée
5 ^{eme}	0,725	12527,969	1257,03	297	0,0243	Vérifiée
6 ^{eme}	0,705	8907,159	1067,459	297	0,0198	Vérifiée
7 ^{eme}	0,665	5314,147	846,275	297	0,0141	Vérifiée
8 ^{eme}	0,64	2294,597	588,036	297	0,0084	Vérifiée
Comble	0,64	723,999	307,317	297	0,0051	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans les tableaux 54 et 55, les effets P- Δ peuvent être négligés

4.4 Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques sous charge horizontale, et sous charge vertical la configuration des voiles étudiées n'ont pas pu vérifier les conditions du RPA99 simultanément, ceci est dû essentiellement à la longueur des voiles choisies.

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 satisfaire, presque toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



CHAPITRE 05

Etude des éléments structuraux

1. Etude des poutres :

1.1 Introduction:

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le SAP2000) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

- 1. $1,35G+1,5Q$
- 2. $G+Q$
- 3. $G+Q+E$
- 4. $G+Q-E$
- 5. $0,8G+E$
- 6. $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- ▶ Poutres principales (30×40).
- ▶ Poutres secondaires (30×40).

1.2 Calcul du ferrailage :

1.2.1 Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$M_t = 94.166 \text{ KN.m}$$

$$M_a = - 68.811 \text{ KN.m}$$

- ▶ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,208 \Rightarrow Z = 0,348 \text{ m} \Rightarrow A_s = 7,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- ▶ **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = 0,111 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,148 \Rightarrow Z = 0,357 \text{ m} \Rightarrow A_s = 5,53 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau 56 : Ferrailage des poutres à chaque niveau.

Niveau	Type	S (cm ²)	Local	M (KN/m)	V (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopté (cm ²)
Entre sol	Poutre	30x40	Appuis	-97,515	128,653	6	8,07	3T16F+3T12C=8,42
		30x40	Travée	76,549			6,02	3T16F=6,03
RDC	PP	30x40	Appuis	-68,811	186,387	6	6,03	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	94,166			7,77	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-38,384	47,195	6	2,99	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	25,668			1,98	3T14F=4,62
1ere	PP	30x40	Appuis	-67,709	171,137	6	5,43	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	97,732			8,09	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-41,422	-61,188	6	3,24	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	42,463			3,33	3T14F=4,62
2eme	PP	30x40	Appuis	-74,702	172,007	6	6,04	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	98,881			8,2	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-44,8	-66,666	6	3,52	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	31,603			2,45	3T14F=4,62
3eme	PP	30x40	Appuis	-78,023	173,244	6	6,33	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	101,427			8,43	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-49,479	-71,741	6	3,9	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	37,38			2,91	3T14F=4,62
4eme	PP	30x40	Appuis	-84,566	175,762	6	6,9	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	104,08			8,67	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-55,587	77,475	6	4,41	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	41,456			3,24	3T14F=4,62
5eme	PP	30x40	Appuis	-87,861	176,195	6	7,19	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	108,175			9,06	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-60,397	82,083	6	4,81	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	45,045			3,54	3T14F=4,62
6eme	PP	30x40	Appuis	-94,56	177,834	6	7,8	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	109,939			9,22	3T14F+3T14C=9,24
	PS	30x40	Appuis	-66,091	87,713	6	5,29	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	49,429			3,9	3T14F=4,62
7eme	PP	30x40	Appuis	-98,177	181,054	6	8,13	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	114,218			9,63	3T14F+3T16C=10,65
	PS	30x40	Appuis	-69,989	91,551	6	5,63	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	53,294			4,22	3T14F=4,62
8eme	PP	30x40	Appuis	-100,056	-142,247	6	8,3	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	63,981			5,12	3T14F+2T12C=6,88
	PS	30x40	Appuis	-68,202	89,452	6	5,48	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	52,244			4,13	3T14F=4,62
Comble	PP	30x40	Appuis	-103,669	132,71	6	8,64	3T14F+3T14C=9,24
			Travée	42,125			3,3	3T14F+2T12C=6,88
	PS	30x40	Appuis	-69,365	-89,298	6	5,58	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	48,0002			3,78	3T14F=4,62
Terrasse	PP	30x40	Appuis	-59,783	-100,291	6	4,76	3T14F+2T12C=6,88
			Travée	35,247			2,74	3T14F=4,62
	PS	30x40	Appuis	-52,569	-87,544	6	4,16	3T14F=4,62
			Travée	66,627			5,34	3T14F+2T12C=6,88

1.2.2 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

a) Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

b) Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

1.2.3 Les armatures transversales :

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 40/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2)

▶ Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \times \emptyset_l) = \min(10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$

▶ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1.3 Vérification à l'ELU :

1.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1.3.2 Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5MPa) = 3,33MPa$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 57 : Vérification des contraintes tangentielles.				
Poutres	V _u (KN)	τ (Mpa)	τ _{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	114.218	1	3.33	Vérifiée
Secondaires	97.515	0.855	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tous les poutres.

1.4 Vérification à l'ELS :

1.4.1 Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 58 : Vérification de l'état limite de compression du béton.							
Poutres	Localis	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	Obser
Principales	Appui	-74.292	107009.58	14.67	10.18	15	Vérifiée
	Travée	82.908	118112.06	15.48	10.86	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-49.570	78343.41	12.41	7.85	15	Vérifiée
	Travée	47.063	86460.81	13.09	7.12	15	Vérifiée

1.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B. 6.5)}$$

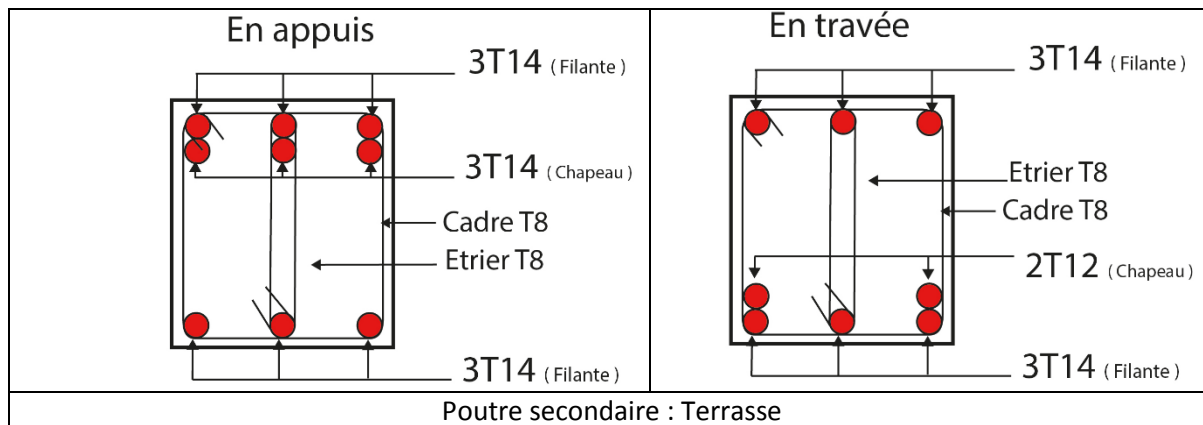
Tableau 59 : Vérification de la flèche pour les poutres.							
Poutres	H _t (cm)	B(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	h _t /l ≥ 1/16	h _t /L ≥ M _t /(10.M ₀)	A _s /(b ₀ .d) ≤ 4.2/f _e
PP	40	30	4.8	9.24	0.083 ≥ 0.06	0.083 ≥ 0.083	0.008 ≥ 0.01
				Obs :	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

1.5 Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau 60 : Schéma de ferrailage des poutres à chaque niveau.

<p>En appuis</p> <p>3T12 (Chapeau)</p> <p>3T16 (Filante)</p> <p>Etrier T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3T16 (Filante)</p>	<p>En travée</p> <p>3T16 (Filante)</p> <p>Etrier T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3T16 (Filante)</p>
<p>Poutre principal et secondaire : Entre sol</p>	
<p>En appuis</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>3T14 (Chapeau)</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14 (Filante)</p>	<p>En travée</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>Etrier T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3T14 (Chapeau)</p> <p>3T14 (Filante)</p>
<p>Poutre principal : RDC , 1,2,3,4,5 et 6^{eme}</p>	
<p>En appuis</p> <p>2T12 (Chapeau)</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>Etrier T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3T14 (Filante)</p>	<p>En travée</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14 (Filante)</p>
<p>Poutre secondaire : (RDC,1,2,3,4,5,6,7,8^{eme} et comble) et Poutre principale : terrasse</p>	
<p>En appuis</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>3T14 (Chapeau)</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14 (Filante)</p>	<p>En travée</p> <p>3T14 (Filante)</p> <p>Etrier T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3T16 (Chapeau)</p> <p>3T14 (Filante)</p>
<p>Poutre principale : 7^{eme}</p>	



2. Etude des poteaux :

2.1 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) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

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.

2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 61 : 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)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol	3470,896	25,913	2502,167	92,5281	255,409	10,502
entre sol	3029,306	8,098	1873,298	87,3775	196,156	22,96
RDC	2682,609	8,924	956,312	134,327	162,272	30,04
1	2371,983	7,243	1191,505	94,477	157,059	19,852
2	2068,224	7,718	936,35	95,958	138,467	19,237
3	1771,452	7,354	792,762	84,233	119,116	19,85
4	1480,963	8,145	653,248	84,656	98,658	16,795
5	1195,87	7,675	555,962	72,565	74,28	28,297
6	916,266	9,7027	348,6	70,789	46,567	8,851
7	647,783	12,297	119,375	77,0236	19,801	7,55
8	413,313	13,085	94,751	49,248	-78,946	19,409
Comble	246,822	25,428	59,474	82,474	-261,203	40,32

2.3 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 du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max}=2682,609$ KN $\rightarrow M_{cor}= 8,924$ KN.m
- $M_{max}=134,327$ KN.m $\rightarrow N_{cor}= 956,312$ KN
- $N_{min}=162,272$ KN $\rightarrow M_{cor}= 30,04$ KN.m

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d= 0.55m$; $d'= 0.05m$.

$N =2682,609$ KN (de compression)
 $M =8,924$ KN.m

On a : $e_G= M/N= 0.0033m$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) < (b)..... (1).

(a)= $(0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,628 MN.m$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,666 MN.m$

(b)= $N \times (d - d') - M_{UA} = 0,648 MN.m$

⇒ (1) est vérifiée, la section est entièrement comprimée.

Donc La méthode de calcul se fait à la flexion composée :

Il faut vérifier la condition suivante :

(b) < (f)..... (2).

$$(f) = (0,5h-d')b \times h \times f_{bu} = 0,956 \text{ MN.m}$$

⇒ (2) est vérifiée.

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{UA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} \Rightarrow \Psi = 0,821; f'_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f'_s} \Rightarrow A' = -15,05 \text{ cm}^2$$

$$A' = -15,05 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$N = 956,312 \text{ KN}$$

$$M = 134,327 \text{ KN.m}$$

On a : $e_G = 0,140 \text{ m} < (h/2) = 0,275 \text{ m}$.

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) < (b)..... (1).

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 0,368 \text{ MN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,818 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N_u \times (d-d') - M_{UA} = 0,099 \text{ MN.m}$$

⇒ (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,200 \Rightarrow Z = 0,478 \text{ m} \Rightarrow A = 19,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -4,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 327,19 \text{ KN}$$

$$M = 11,668 \text{ KN.m}$$

On a : $e_G = 0,0035 \text{ m} < (h/2) = 0,275 \text{ m}$.

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) < (b)..... (1).

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 0,091 \text{ MN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,818 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N_u \times (d-d') - M_{UA} = 0,068 \text{ MN.m}$$

⇒ (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,061 \Rightarrow Z = 0,507 \text{ m} \Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -3,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

Le tableau 62 résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 62 : Ferrailage des poteaux.							
Niveau	Sections (m)		A' cm ²	As cm ²	A _{RPA} cm ²	A _{adap} cm ²	Nombre de barres
	b	H					
Sous-sol	0,55	0,6	0	0	26,4	28,65	4HA20 +8HA16
entre sol	0,55	0,55	0	0	24,2	28,65	4HA20+8HA16
RDC	0,5	0,55	0	0	22	24,13	12HA16
1	0,5	0,5	0	0	20	20,36	4HA16+8HA14
2	0,45	0,5	0	0	18	20,36	4HA16+8HA14
3	0,45	0,45	0	0	16,2	20,36	4HA16+8HA14
4	0,4	0,45	0	0	14,4	17,28	4HA16+6HA14
5	0,4	0,4	0	0	12,8	14,20	4HA16+4HA14
6	0,35	0,4	0	1.66	11,2	12,32	8HA14
7	0,3	0,4	0	8.14	9,6	12,32	8HA14
8	0,3	0,4	0	4.5	9,6	12,32	8HA14
Comble	0,3	0,4	0,31	12.44	9,6	18,47	8HA14+4HA14 (chapeau)

2.4 Armatures transversales:

Le tableau 63 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 63 : Calcul des armatures transversales.

Section	Vu (KN)	λ	Lr (cm)	t zone n (cm)	t zone c (cm)	At (cm ²)	Amin (cm ²)	At adop (cm ²)	Nbr barres
55x60	216,27	2,80	64	10	15	3,38	4,40	4,71	6T10
55x55	172,287	6,24	64	10	15	1,96	1,64	3,01	6T8
50x55	74,869	3,78	64	10	15	1,28	2,75	3,01	6T8
50x50	60,053	4,16	56	10	15	1,13	2,75	3,01	6T8
45x50	64,143	4,16	56	10	15	1,20	2,47	3,01	6T8
45x45	56,052	4,62	56	10	15	1,17	2,47	3,01	6T8
40x45	56,224	4,62	56	10	15	1,17	2,00	3,01	6T8
40x40	47,601	5,20	56	10	15	0,74	1,20	2,01	4T8
35x40	47,006	5,20	56	10	15	0,73	1,05	2,01	4T8
30x40	49,223	5,20	56	10	15	0,77	0,90	2,01	4T8
30x40	33,019	5,20	56	10	15	0,52	0,90	2,01	4T8
30x40	65,77	5,20	56	10	15	1,03	0,90	2,01	4T8

2.5 Vérifications :

2.5.1 Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art A.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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- B_r : 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'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$. L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3,46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{sections rectangulaires.} \\ \frac{4l_f}{D} \dots \dots \dots \text{sections circulaires.} \end{array} \right.$$

L_f = 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.

$$N_d = 3470,896 \text{ KN}$$

$$L_f = 1,68 \text{ m} \rightarrow \lambda = 10,57 \rightarrow \alpha = 0,83$$

$$B_r = 0,307 \text{ m}^2$$

$$N_u = 5583,919 \text{ KN}$$

$N_d < N_u$ donc pas de risque de flambement.

Tableau 64 : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L0 (cm)	L _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs
Sous-sol	55×60	2,4	1,68	10,57	0,83	28,65	0,307	5583,917	3470,896	vérifiée
Entre sol	55×55	4,9	3,43	21,58	0,79	28,65	0,281	4896,409	3029,306	vérifiée
RDC	50×55	2,97	2,079	14,39	0,82	24,13	0,254	4563,638	2682,609	vérifiée
1	50×50	2,97	2,079	14,39	0,82	20,36	0,230	4090,392	2371,983	vérifiée
2	45×50	2,97	2,079	15,99	0,82	20,36	0,206	3696,619	2068,224	vérifiée
3	45×45	2,97	2,079	15,99	0,82	20,36	0,185	3371,746	1771,452	vérifiée
4	40×45	2,97	2,079	17,98	0,81	17,28	0,163	2928,309	1480,963	vérifiée
5	40×40	2,97	2,079	17,98	0,81	14,20	0,144	2557,740	1195,87	vérifiée
6	35×40	2,97	2,079	20,55	0,80	12,32	0,125	2187,289	916,266	vérifiée
7	30×40	2,97	2,079	23,98	0,78	12,32	0,106	1864,083	647,783	vérifiée
8	30×40	2,97	2,079	23,98	0,78	12,32	0,106	1864,083	413,313	vérifiée
Comble	30×40	2,97	2,079	23,98	0,78	18,47	0,106	2030,306	246,822	vérifiée

2.5.2 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$S = b \times h + 15 (A+A')$ (section homogène)

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 65 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niv	Sect	d	A _s	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc 1}	σ _{bc 2}	σ _{adm}	O bs
	(cm ²)	(m)	(cm ²)	(cm)		(m ⁴)	(Mn)	Mn.m	(Mpa)			
SS	55×60	0,57	28,65	33,11	26,89	0,0127	2,524	0,044	9,98	4,16	15	ok
ES	55×55	0,52	28,65	30,55	24,45	0,0099	2,210	0,064	10,44	3,16	15	ok
RDC	50×55	0,52	24,13	30,35	24,65	0,0089	1,957	0,086	11,17	2,33	15	ok
1	50×50	0,47	20,36	27,39	22,61	0,0065	1,730	0,052	10,09	2,94	15	ok
2	45×50	0,47	20,36	27,63	22,37	0,0060	1,508	0,058	10,41	2,26	15	ok
3	45×45	0,42	20,36	25,06	19,94	0,0044	1,292	0,051	10,32	1,75	15	ok
4	40×45	0,42	17,28	24,95	20,05	0,0039	1,080	0,056	10,56	0,98	15	ok
5	40×40	0,37	14,20	22,00	18,00	0,0027	0,872	0,048	10,21	0,40	15	ok
6	35×40	0,37	12,32	21,98	18,02	0,0023	0,668	0,048	9,94	0,64	15	ok
7	30×40	0,37	12,32	22,27	17,73	0,0021	0,471	0,052	10,21	2,23	15	ok
8	30×40	0,37	12,32	22,27	17,73	0,0021	0,300	0,023	5,43	1,65	15	ok
C	30×40	0,37	18,47	23,19	16,81	0,0023	0,127	0,048	6,26	3,08	15	ok

2.5.3 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 :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{v_d}{b \cdot d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 66 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Section	L _f (m)	λ	ρ _d	d	Vd	τ _u	τ _{adm}	Obs
	(cm ²)				(m)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
Sous-Sol	55×60	1,68	10,57	0,075	0,57	216,27	0,69	1,875	vérifiée
Entre sol	55×55	3,43	21,58	0,075	0,52	172,287	0,60	1,875	vérifiée
RDC	50×55	2,079	14,39	0,075	0,52	74,869	0,29	1,875	vérifiée
1	50×50	2,079	14,39	0,075	0,47	60,053	0,26	1,875	vérifiée
2	45×50	2,079	15,99	0,075	0,47	64,143	0,30	1,875	vérifiée
3	45×45	2,079	15,99	0,075	0,42	56,052	0,30	1,875	vérifiée
4	40×45	2,079	17,98	0,075	0,42	56,224	0,33	1,875	vérifiée
5	40×40	2,079	17,98	0,075	0,37	47,601	0,32	1,875	vérifiée
6	35×40	2,079	20,55	0,075	0,37	47,006	0,36	1,875	vérifiée
7	30×40	2,079	23,98	0,075	0,37	49,223	0,44	1,875	vérifiée
8	30×40	2,079	23,98	0,075	0,37	33,019	0,30	1,875	vérifiée
Comble	30×40	2,079	23,98	0,075	0,37	65,77	0,59	1,875	vérifiée

2.5.4 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

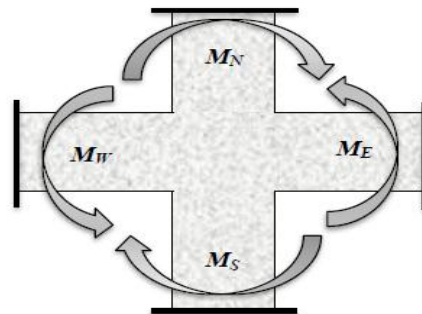


Figure 39 - Schéma de la zone nodale.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec: $z = 0,9 \times h$ et $\sigma_s = f_s / \gamma_s$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 67 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-Sol	55×60	0,540	28,65	538,122
Entre sol	55×55	0,495	28,65	493,278
RDC	50×55	0,495	24,13	415,456
1	50×50	0,450	20,36	318,678
2	45×50	0,450	20,36	318,678
3	45×45	0,405	20,36	286,810
4	40×45	0,405	17,28	243,423
5	40×40	0,360	14,2	177,809
6	35×40	0,360	12,32	154,268
7	30×40	0,360	12,32	154,268
8	30×40	0,360	12,32	154,268
Comble	30×40	0,360	18,47	231,277

b) 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 68). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau 68 : Vérification de la zone nodale.

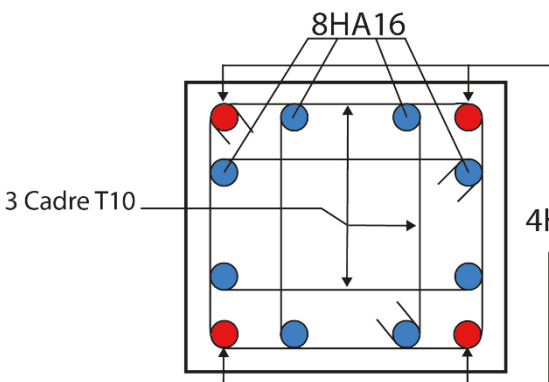
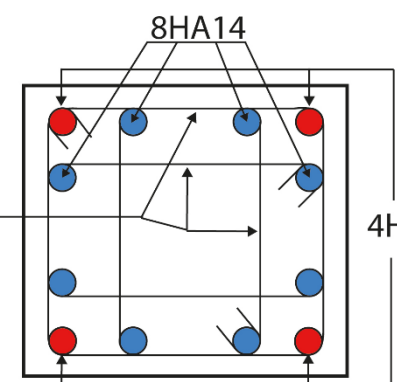
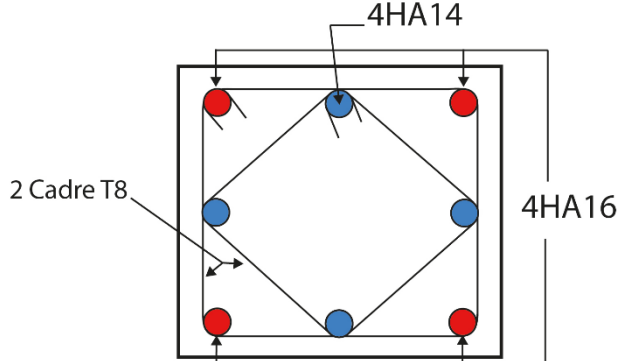
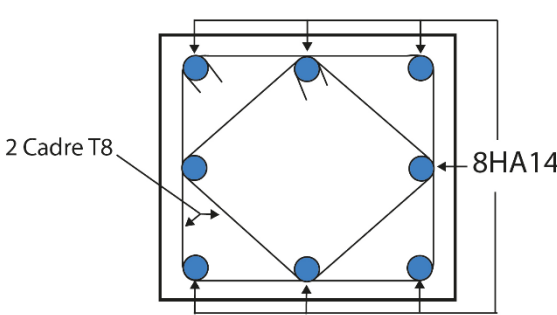
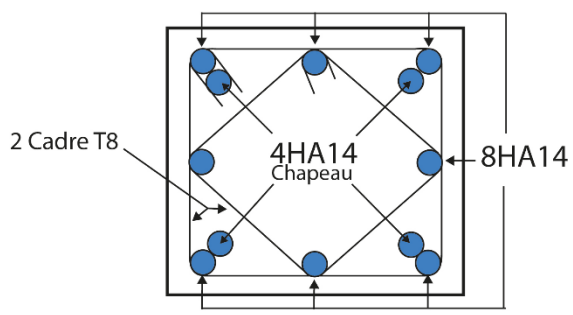
Niveau	M _n =M _s	M _n +M _s	M _w =M _e	1,25(M _w +M _e)	obs
Sous-sol	538,121	1076,242	105,48	263,7	vérifiée
entre sol	428,368	856,736	105,48	263,7	vérifiée
RDC	428,582	857,164	115,75	289,375	vérifiée
1	318,678	637,356	115,75	289,375	vérifiée
2	318,678	637,356	115,75	289,375	vérifiée
3	240,749	481,498	115,75	289,375	vérifiée
4	214,121	428,242	115,75	289,375	vérifiée
5	169,794	339,588	115,75	289,375	vérifiée
6	169,794	339,588	115,75	289,375	vérifiée
7	169,794	339,588	133,42	333,55	vérifiée
8	169,794	339,588	115,75	289,375	vérifiée
comble	169,794	339,588	115,75	289,375	vérifiée

► **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

2.6 Schéma de ferrailage :

Tableau 69 : Schéma de ferrailage des poteaux à chaque niveau.

 <p>8HA16</p> <p>3 Cadre T10</p> <p>4HA20</p>	 <p>8HA14</p> <p>3 Cadre T8</p> <p>4HA16</p>
<p>Poteau Sous sol</p>	<p>Poteau 1^{ere}, 2^{eme}, 3^{eme}</p>
 <p>4HA14</p> <p>2 Cadre T8</p> <p>4HA16</p>	
<p>Poteau 5^{eme}</p>	
 <p>2 Cadre T8</p> <p>8HA14</p>	 <p>2 Cadre T8</p> <p>8HA14</p> <p>4HA14 Chapeau</p>
<p>Poteau 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme}</p>	<p>Poteau comble</p>

3. Étude des voiles :

3.1 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 encastrées 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. 35G+1.5Q
2. G+Q±E
3. 0.8G±E

3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 70 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y'.

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	5272,881	649,885	3728,252	8434,82	1548,277	3212,554	223,965
entre sol	4732,155	789,339	3338,438	8172,487	1381,818	3488,68	624,042
RDC	4143,125	688,315	2909,849	5503,89	1125,665	1882,905	578,088
1	3706,404	479,125	2593,857	4238,009	1007,189	1338,37	548,511
2	3269,96	292,995	2278,349	3116,072	897,57	988,438	464,21
3	2835,065	126,193	1964,607	2286,858	791,768	710,764	421,946
4	2402,318	30,226	1359,493	1684,55	540,237	684,641	361,861
5	1510,343	82,554	708,802	626,828	427,612	204,333	297,613
6	1547,908	314,105	1228,111	1324,396	453,695	284,615	273,439
7	1129,634	462,01	917,424	1251,07	323,364	163,533	218,615
8	725,283	769,492	612,768	1136436	182,7	50,727	158,045
Comble	376,34	567,137	308,829	731,508	33,029	119,889	117,82

Avec e=0.25 m pour le niveau : Soul sol et entre sol.
e=0.20 m pour les autres niveaux.

3.3 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

3.3.1 Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

► **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (exl). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$l = 4,80 \text{ m}, d = 4,77 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 3728,252 \text{ KN (compression),}$$

$$M_{cor} = 8434,82 \text{ KN.m.}$$

$e_G = M/N = 2.23 \text{ m} < l/2 = 2.4 \text{ m} \Rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (2)$$

$$(a) = (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 35,33 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - l/2) = 17,27 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot u \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,401 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,164 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,225 \Rightarrow Z = 4,33 \text{ m} \Rightarrow A = 99,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = 6,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,61 \text{ cm}^2$$

► **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

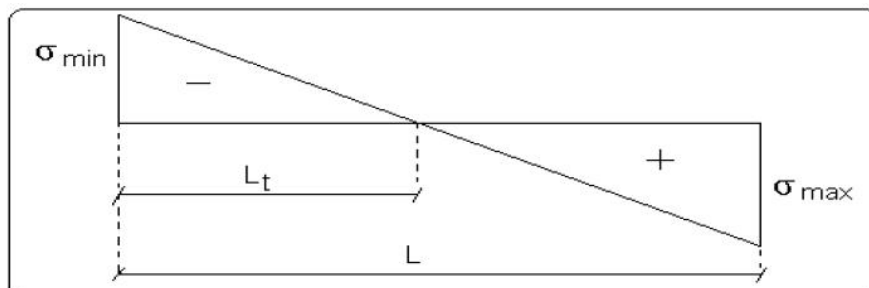


Figure 40 - La longueur tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \cdot L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \left(\frac{3728,252}{0,25 \times 4,8} + \frac{8434,82}{2,304} \times 2,4 \right) \times 10^{-3} = 11,893 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \left(\frac{3728,252}{0,25 \times 4,8} - \frac{8434,82}{2,304} \times 2,4 \right) \times 10^{-3} = -5,679 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{5,679 \times 4,8}{5,679 + 11,893} = 1,551 \text{ m}$$

► **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V = 223,965 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 223,965 \cdot 10^{-3}}{0,25 \times 4,77} = 0,263 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times S_h = 0,75 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Calcul sous N min et M cor :

$$N_{\min} = 1548,227 \text{ KN (Compression)}$$

$$M_{\text{cor}} = 3212,554 \text{ KN.m}$$

► **Armatures verticales :**

$$e_g = 2,07 \text{ m} < (l/2) = 2,4 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 35,33 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - l/2) = 17,27 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,401 \text{ MN.m}$$

⇒ (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,084 \Rightarrow Z = 4,60 \text{ m} \Rightarrow A = 37,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -1,372 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

► **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{max} = 4,636 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = -2,056 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1,475 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile Vy1 :
 $A_{v(ZT)} = 6,61 \text{ cm}^2$.

$$A_H \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

3.3.3 Vérifications:

$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 25 \times 155 = 7,76 \text{ cm}^2$. (Amin en zone tendue par le RPA).

$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 25 \times (480 - 2 \times 155) = 4,25 \text{ cm}^2$. (Amin en zone comprimée par le RPA).

$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 25 \times 480 = 18 \text{ cm}^2$. (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{min(ZT)} = 7,76 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $14\text{HA}12/m = 15,83 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Tableau 71 : Ferrailage du voile Vy1 //y-y'.												
Niveau	S-sol	E-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Com
Section (m ²)	1.2	1.2	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
M (Mn.m)	8,434	8,172	5,503	4,238	3,116	2,286	1,684	0,626	1,324	1,251	1,136	0,119
N (Mn)	3,728	3,338	2,909	2,593	2,278	1,964	1,359	0,708	1,228	0,917	0,612	0,033
V (Mn)	0,223	0,624	0,578	0,548	0,464	0,421	0,361	0,297	0,273	0,218	0,158	0,117
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ mpa	0,263	0,733	0,848	0,805	0,681	0,619	0,531	0,437	0,401	0,321	0,232	0,173
τ_{adm}	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu	1,551	1,61	1,38	1,22	0,99	0,75	0,85	0,22	0,62	0,99	1,36	1,87
A_{v}^{Cal} Z_{tendu}	6,61	8,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,21
A_{v}^{Min} Z_{tendu}	7,76	8,08	5,54	4,90	3,98	3,00	3,40	0,92	2,48	3,97	5,46	7,48
A_{v}^{Min} Z_{comp}	4,25	3,92	4,06	4,70	5,61	6,59	6,20	8,68	7,12	5,63	4,14	2,11
A_{v}^{Min} $Z_{globale}$	18	18	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4
A_{v} $A_{d/m}$	14T12	14T12	14T12	14T12	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal}	0,41	1,14	1,06	1,01	0,85	0,77	0,66	0,55	0,50	0,40	0,29	0,22
A_h^{min}	0,75	0,75	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{ado}	2T10	2T10	2T10	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 72 : Ferrailage du voile Vy2 //y-y'.												
Niveau	S-sol	E-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Com
Section (m ²)	1,2	1,2	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
M (Mn.m)	7,046	6,622	6,685	5,327	3,954	2,934	2,261	1,862	1,583	1,438	1,334	1,084
N (Mn)	4,925	4,585	3,962	3,593	3,216	2,196	2,683	2,276	1,867	1,461	1,057	0,638
V (Mn)	0,252	0,272	0,586	0,607	0,521	0,473	0,408	0,364	0,304	0,242	0,186	0,113
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ mpa	0,296	0,320	0,859	0,891	0,765	0,694	0,599	0,534	0,446	0,356	0,273	0,166
τ_{adm}	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu	1,05	1,07	1,26	1,10	0,83	0,96	0,12	0,05	0,13	0,44	0,87	1,27
A_v^{Cal} Z tendu	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A_v^{Min} Z tendu	5,290	5,350	5,048	4,420	3,352	3,852	0,484	0,212	0,536	1,796	3,512	5,080
A_v^{Min} Z comp	6,71	6,65	4,55	5,18	6,24	5,74	9,11	9,38	9,06	7,80	6,08	4,52
A_v^{Min} Z globale	18	18	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4
A_v $A_{d/m}$	14T12	14T12	14T12	14T12	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal}	0,46	0,50	1,07	1,11	0,96	0,87	0,75	0,67	0,56	0,44	0,34	0,21
A_h^{min}	0,75	0,75	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{ado}	2T10	2T10	2T10	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 73 : Ferrailage du voile Vx3 //x-x'.												
Niveau	S-sol	E-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Com
Section (m ²)	1,2	1,2	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
M (Mn.m)	11,31	5,770	6,049	4,526	3,474	2,666	2,248	2,070	2,115	2,318	2,603	2,809
N (Mn)	7,365	6,741	6,059	5,442	4,818	4,192	3,579	3,007	2,457	1,904	1,350	0,796
V (Mn)	0,552	0,803	0,772	0,671	0,623	0,536	0,502	0,440	0,405	0,355	0,269	0,178
Section	PC	PC	PC	PC	EC	EC	EC	EC	PC	PC	PC	PC
τ mpa	0,649	0,943	1,132	0,984	0,915	0,786	0,736	0,646	0,594	0,520	0,395	0,261
τ_{adm}	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu	1,15	0,15	0,47	0,09	/	/	/	/	0,17	0,82	1,40	1,85
A_v^{Cal} Z_{tendu}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A_v^{Min} Z_{tendu}	5,57	0,78	1,90	0,36	/	/	/	/	0,68	3,29	5,61	7,42
A_v^{Min} Z_{comp}	6,25	11,2	7,69	9,23	9,6	9,6	9,6	9,6	8,92	6,30	3,98	2,17
A_v^{Min} Z_{globale}	18	18	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4
A_v Ad_{/m}	14T12	14T12	14T12	14T12	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal}	1,01	1,47	1,42	1,23	1,14	0,98	0,92	0,81	0,74	0,65	0,49	0,33
A_h^{min}	0,75	0,75	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{ado}	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 74 : Ferrailage du voile Vx4 //x-x'.												
Niveau	S-sol	E-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Com
Section (m ²)	0,675	0,675	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
M (Mn.m)	3,254	2,968	2,024	1,673	1,377	1,081	0,861	0,658	0,498	0,388	0,366	0,555
N (Mn)	3,290	2,985	2,671	2,387	2,127	1,870	1,616	1,373	1,138	0,921	0,733	0,567
V (Mn)	0,184	0,289	0,251	0,212	0,236	0,213	0,220	0,197	0,192	0,171	0,145	0,294
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	EC	EC	PC	PC
τ mpa	0,386	0,606	0,658	0,557	0,618	0,557	0,576	0,516	0,504	0,449	0,380	0,771
τ_{adm}	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu	0,73	0,74	0,54	0,48	0,41	0,30	0,21	0,08	/	/	0,13	0,73
A_v^{Cal} Z_{tendu}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A_v^{Min} Z_{tendu}	3,68	3,69	2,19	1,93	1,64	1,20	0,84	0,32	/	/	0,54	2,92
A_v^{Min} Z_{comp}	3,07	3,05	3,20	3,46	3,75	4,20	4,56	5,07	5,40	5,40	4,86	2,48
A_v^{Min} $Z_{globale}$	10,12	10,12	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
A_v $A_{d/m}$	14T12	14T12	14T12	14T12	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10	14T10
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal}	0,60	0,95	0,82	0,70	0,77	0,70	0,72	0,64	0,63	0,56	0,47	0,96
A_h^{min}	0,75	0,75	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{ado}	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

3.4 Schéma de ferrailage :

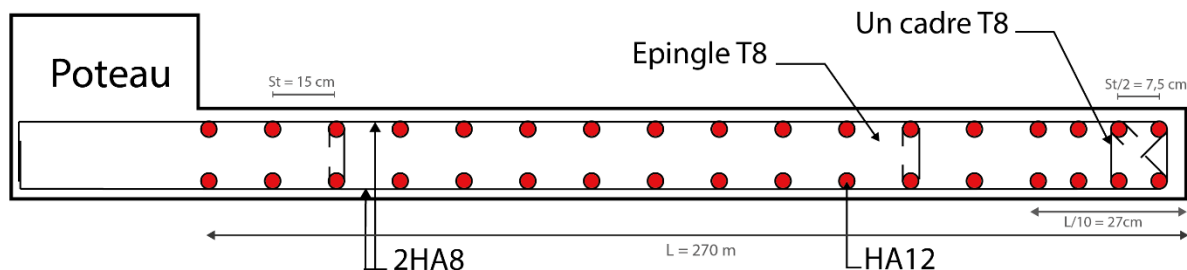


Figure 41 - Exemple de ferrailage des voiles-voile Vx4 // x-x'.

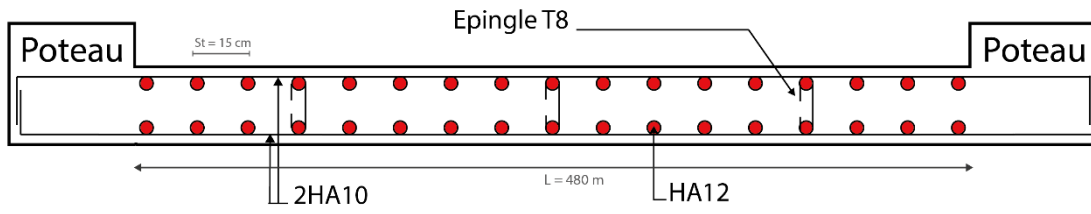


Figure 42 - Exemple de ferrailage des voiles-voile $V_{y1} // Y-Y'$.



CHAPITRE 06

Etude des fondations

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.

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 du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficiel, ancrées à 3.5m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2bars.

Dans notre cas on a un seul type de fondation à étudier. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix le plus adéquat.

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×G±E

4. Etude des fondations:

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.
- S : surface d'appui de la semelle S=A×B.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

1^{ere} semelle: $N_1 = 3500.6\text{KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.2\text{Mpa}$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2)$$

Avec a, b : les dimensions du poteau.

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B_1 = \sqrt{\frac{0.55 \times 3500.6 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.6}} = 4.0055\text{m} \Rightarrow 4.2\text{m}$$

$$A_1 = \frac{a}{b} \times B = 4.58\text{m} \Rightarrow 4.8\text{m}$$

2^{eme} semelle: $N_2 = 1896.08\text{KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.2\text{MPa}$

$B_2 = 3\text{m}$, $A_2 = 3.4\text{m}$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

4.2 Les semelles filantes :

4.2.1 Dimensionnement :

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon y-y'. Les autres semelles seront calculées de la même manière

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

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 ».

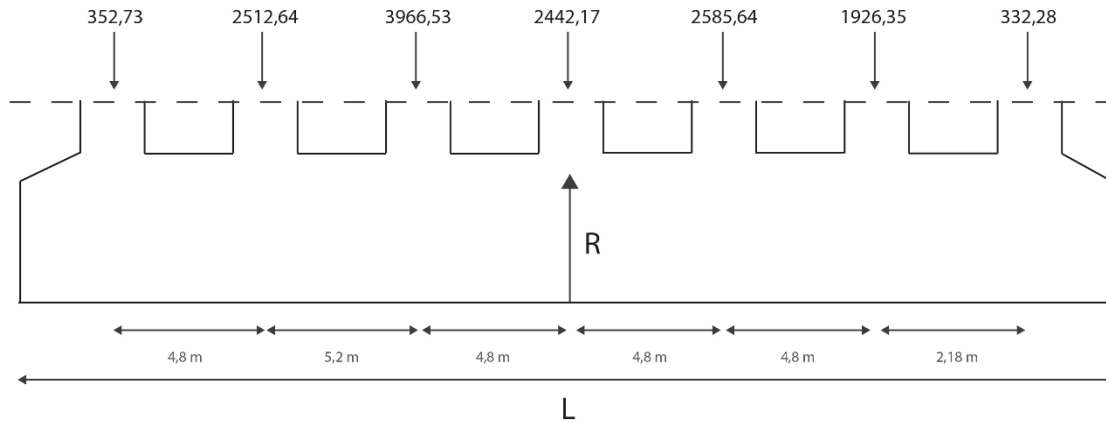


Figure 43 - Semelle filante selon le sens y-y.

$$R = \sum N_i + N_s = 14118.34 + 1400 = 15518.34 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i + a + 0.2 = 27.38 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{15.51834}{0.2 \times 27.38} = 2.83 \text{ m}$$

On opte pour : B=3m

4.2.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

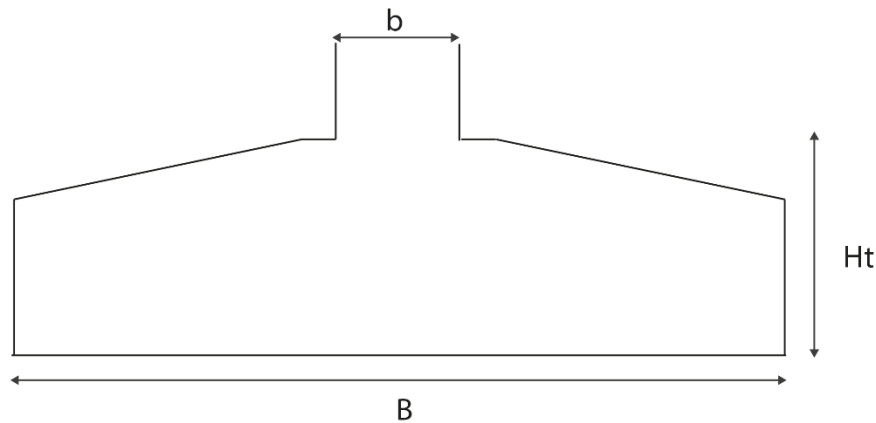


Figure 44 - Les dimensions de la semelle.

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 \Rightarrow h \geq \frac{3 - 0.55}{4} + 0.05 = 0.66 \text{ m}$$

On opte pour : h=70 cm.

4.2.3 Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

On a: $X_G=1.5m$; $Y_G=13.69m$; $I_x=5131.45m^4$; $I_y=61.61m^4$

Sens X-X : $N =15518.34$ KN ; $M_x = 278.28$ KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_m = 0.188 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens Y- Y: $N =15518.34$ KN ; $M_y = 382.14$ KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_m = 0.193 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

4.2.4 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 :

$$e = \frac{278.28}{15518.34} = 0.0179 \text{ m} \leq \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Dans le sens Y-Y :

$$e = \frac{382.14}{15518.34} = 0.0246 \text{ m} \leq \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

4.2.5 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 = 82.14m.
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).
- H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 3.50\text{m}$).

$N = 15518.34 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.5 \times 82.14 \times 10 = 4312.35 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée.

4.2.6 Ferrailage :

▶ **Principale :**

$$A_{s//B} = \frac{N_U(B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15760.98 \times (3 - 0.55)}{8 \times 0.67 \times 348} = 207.01 \text{ cm}^2$$

On ferraille pour 1ml.

$$A_{s//B} = \frac{207.01}{27.38} = 7.56 \text{ cm}^2$$

▶ **Secondaire :**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc on met seulement des aciers de construction.

$$A_{s//L} = \frac{A_{s//B}}{3} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit :

$S_{//B} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$

$S_{//L} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

4.2.7 Calcul de la poutre de rigidité :

▶ **Dimensionnement :**

$L = 5.2\text{m}$;

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 57.55 \leq h \leq 86.66 \text{ cm}$$

On prend : $h = 85\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$.

▶ **Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

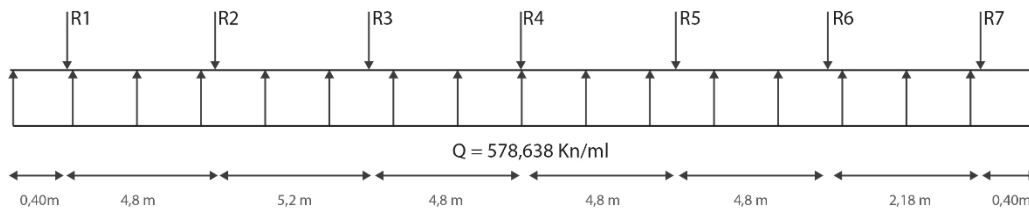


Figure 45 - Schéma statique de la poutre de rigidité.

$$q_u = \frac{\sum N_U}{L} \Rightarrow q_u = \frac{15760.98}{27.38} = 575.638 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \Rightarrow q_s = \frac{12988.24}{27.38} = 474.36 \text{ KN/ml}$$

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 75).

Tableau 75 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Sens x-x	travée	856.9	32.55	6.43	4T25+6T20=38.49
	appui	-1088.75	42.44		7T25+3T20=43.78

A l'ELU :

▶ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \Rightarrow A_{\min} = 6.43 \text{ cm}^2$$

▶ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_U \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A. 5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.55 + 0.6 + 2 \times 0.85) \times 2 = 5.7 \text{ m}$$

$$Q_U = 3522.41 \text{ KN} \leq 3633.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.49665}{0.65 \times 0.82} = 2.8 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de la poutre de rigidité

On prend : h=1m ; b=0.65m

$$\tau_u = 2.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

On recalcule la section d'acier avec h=1m ; b=0.65m

Tableau 76 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Sens x-x	travée	856.9	26.77	7.61	6T20+4T16=28.89
	appui	-1088.75	34.57	7.61	4T25+6T20=38.49

A l'ELS :

- ▶ **État limite de compression du béton :**

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

- ▶ **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

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right) = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	706.14	27.4	2685941.13	7.2	15	274.46	201.63
Appui	-897.19	31.09	3345131.39	8.33	15	265.16	201.63

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \overline{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_s}$$

Après avoir fait les itérations on trouve les résultats suivant :

Tableau 78 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

sens	M _{ser} (KN.m)	β	α	A _s (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
travée	706.14	5.72×10 ⁻³	0.395	41.58	8T25+2T20=45.55	5.81	175.87
appui	-897.19	7.27×10 ⁻³	0.438	53.71	8T25+2T32=55.35	6.97	185.64

► **Armatures transversales :**

$$\varphi_i \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_i \leq \min(28.57; 65; 20)$$

$$\varphi_i \leq 20\text{mm}$$

$$\varphi_i = 10\text{mm}$$

► **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $A_t=6\text{HA}10=4.71 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(87.3; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 72\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 \times (2.37 - 0.3 \times 2.1)} = 13.32\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

► **Armatures de peau :**

Comme la poutre à une hauteur de 1m, le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ de Hauteur, comme $h=1\text{m}$ donc :

$$A_p = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$$

Soit $3\text{HA}12=3.39\text{cm}^2/\text{face}$

4.3 Schéma de ferrailage :

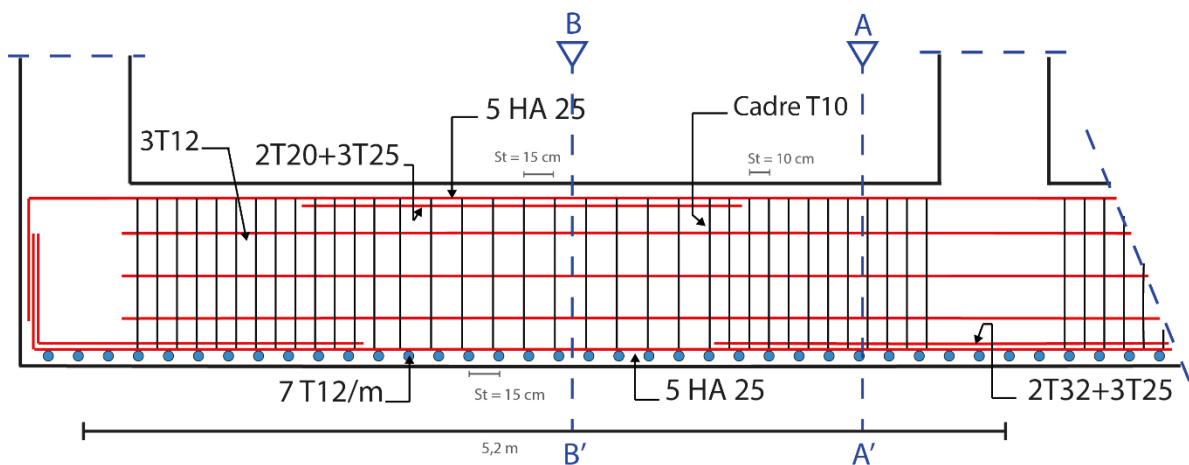


Figure 46 – Schéma de ferrailage de la semelle filante « coupe longitudinal ».

COUPE B - B'

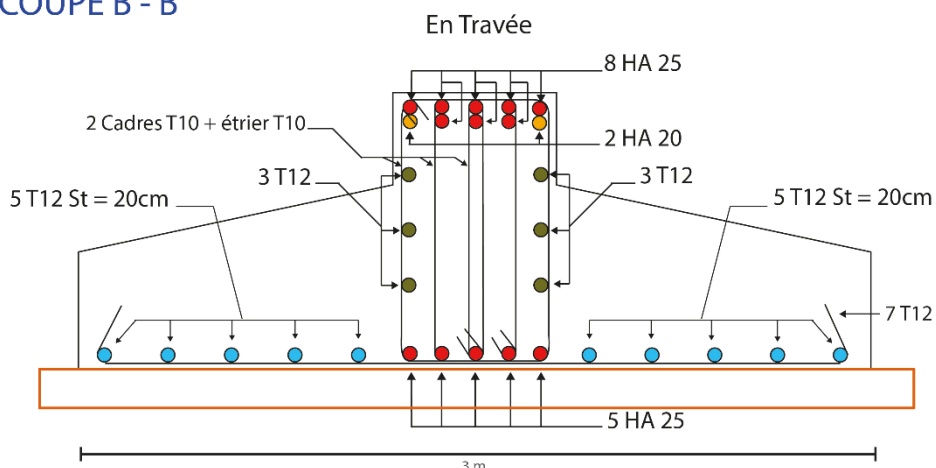


Figure 47 – Schéma de ferrailage de la semelle filante en travée « coupe transversal B-B' ».

COUPE A - A'

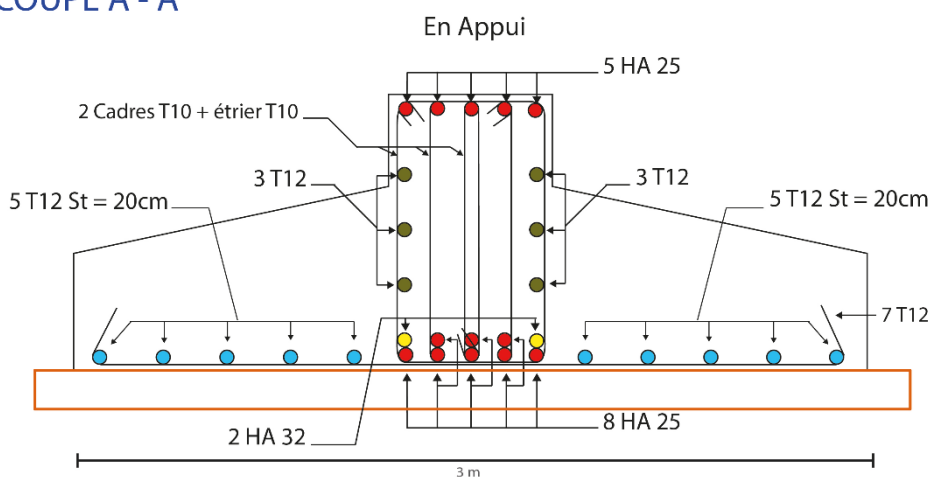


Figure 48 – Schéma de ferrailage de la semelle filante en appui « coupe transversal A-A' ».

5. Voile périphérique :

5.1 Introduction :

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

5.2 Dimensionnement des voiles périphériques :

Hauteur $h = 7.3\text{m}$.

Epaisseur $e = 25\text{ cm}$.

Largeur $L = 18\text{ m}$.

5.3 Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 22.1\text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 28.96^\circ$

La cohésion : $C = 0.01\text{bars}$

5.4 Evaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

► **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 7,3 \times 22,1 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{28,96}{2}\right) - 2 \times 1 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{28,96}{2}\right)$$

$$G = 54.88\text{ KN/m}^2$$

► **La surcharge accidentelle:**

On a : $q = 10\text{ KN/m}^2$

$$Q = [q \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)]$$

$$Q = 10 \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28,96}{2} \right) - \frac{2 \times 1}{22,1 \times 7.3} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28,96}{2} \right) \right]$$

$$Q = 3.4 \text{ KN/m}^2$$

5.5 Ferrailage du voile périphérique:

5.5.1 Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :

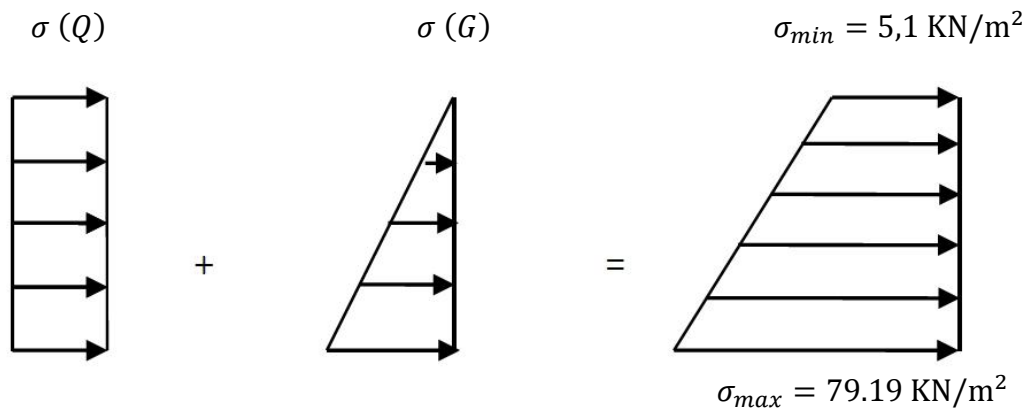


Figure 49 - Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 79.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 60.66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 60.66 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 4.8\text{m} \\ l_y = 4.9\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 25\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

Tableau 79 : Les sollicitations dans le voile périphérique.

	μ	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens x-x	0.0384	53.66	40.25	-26.83
Sens y-y	0.9545	51.22	38.42	-25.61

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$A_{\min}=0.1\% \times b \times h$condition exigée par le RPA.

Tableau 80 : Ferrailage du voile périphérique.

Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée x-x	40.25	0.064	0.083	0.209	5.52	2.5	5HA12=5.65
Travée y-y	38.42	0.061	0.079	0.203	5.43	2.5	5HA12=5.65
Appui	-26.83	0.042	0.053	0.205	3.75	2.5	5HA10=3.93

5.5.2 L'espacement :

$$S_t \leq \min (2 \times h, 25\text{cm})$$

Travée: $S_t=20\text{cm}$.

Appui : $S_t=20\text{cm}$.

5.5.3 Vérification:

► **A l'ELU :**

a. La condition de non fragilité:

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0(3 - \rho) \cdot b \cdot e}{2} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 75.79 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 71.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{75.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21} = 0.36 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{71.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21} = 0.34 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

► **A L'ELS :**

$$\sigma_{min} = Q = 3.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 = 44.56 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 81 : Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

	μ	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
Sens x-x	0.0457	46.36	34.77	-23.18
Sens y-y	0.9694	44.94	33.71	-11.47

5.5.4 Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

► **Etat limite de compression dans le béton :**

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 82 : Vérification de limite de compression dans le béton.

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	$Y (\text{cm})$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$
Travée	x-x	34.77	25918.19	5.07	6.8	15
	y-y	33.71	25918.19	5.07	6.59	15
Appui		-23.18	19067.90	4.37	5.31	15

Les contraintes sont vérifiées.

Tableau 83 : Vérification de limite de traction dans l'acier.						
		$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
Travée	x-x	34.77	25918.19	5.07	320.55	201.63
	y-y	33.71	25918.19	5.07	310.78	201.63
Appui		-23.18	19067.90	4.37	303.24	201.63

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition non vérifié, on va redimensionner la section d'acier.

On doit augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on optera :

- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 200.5 MPa \leq 201.63 MPa$.
- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 194.39 MPa \leq 201.63 MPa$.
- 6HA12/ml=6.79 cm² en appui, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s=179.63 MPa \leq 201.63 MPa$.

5.6 Le schéma de ferrailage :

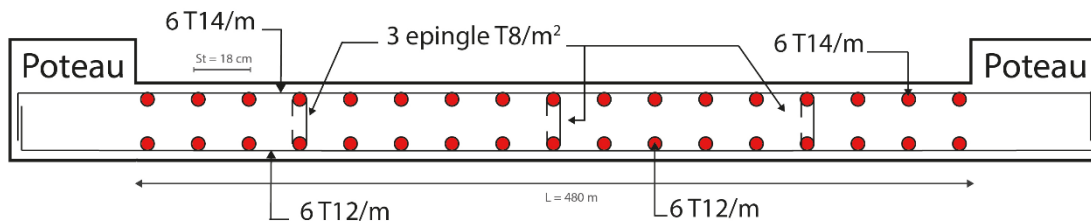


Figure 50 - Ferrailage du voile périphérique.



CONCLUSION GENERAL

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 de la structure 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 (version 14). 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 sauf le poteau du comble.



BIBLIOGRAPHIE

LA BIBLIOGRAPHIE :

- ~ Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- ~ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ~ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ~ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- ~ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]
- ~ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil [6]
- ~ Anciens mémoires de fin d'étude. [7]



ANNEXES

Annexe I

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

Annexe II

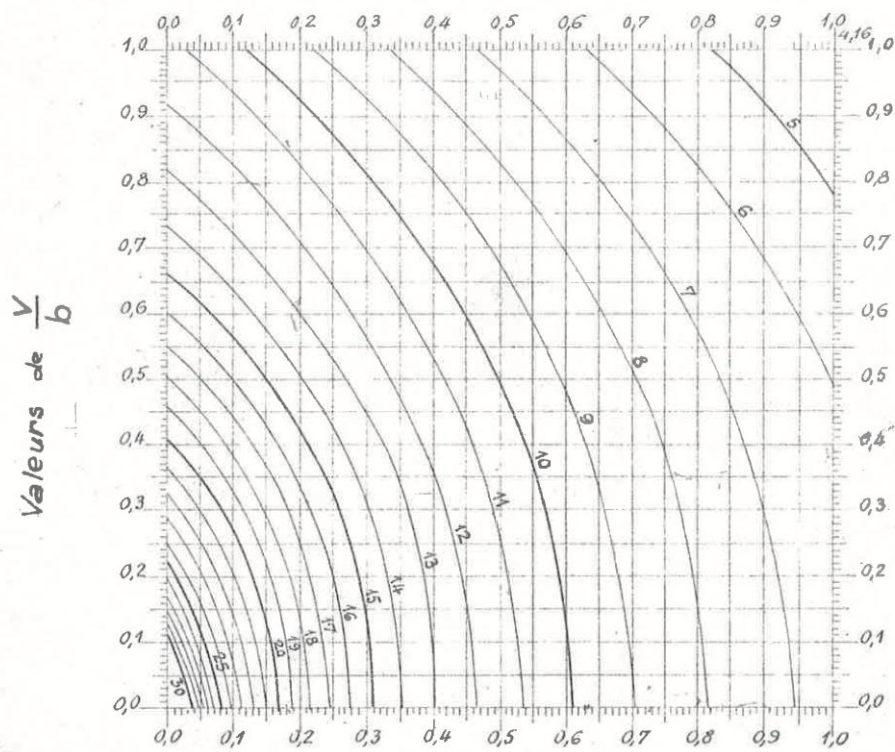
DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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

Cas de $\rho = 0,9$

$M_1 \times 10^2$

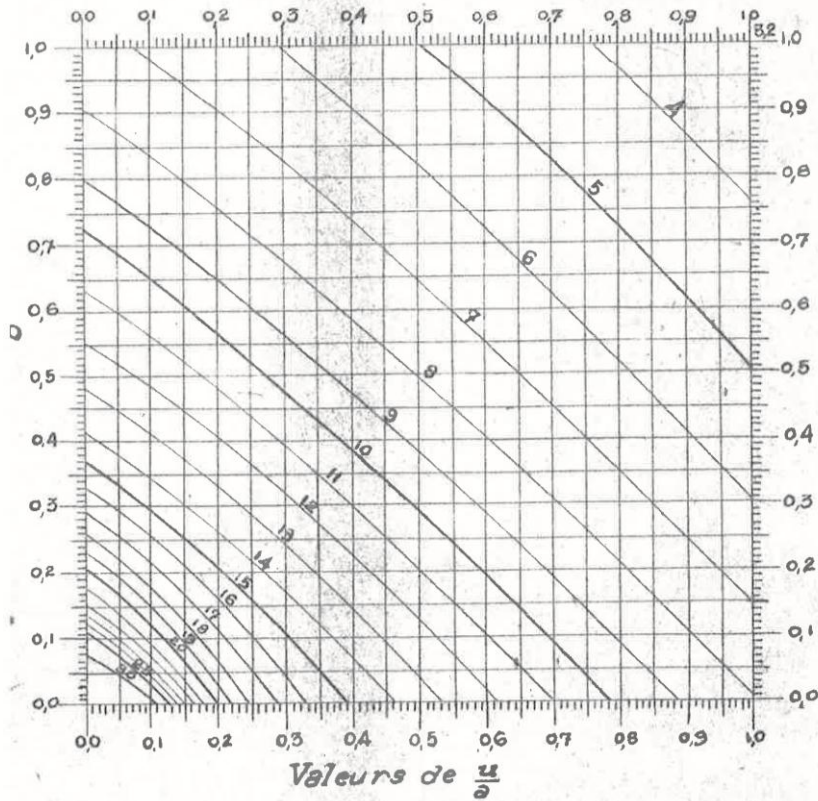


Valeurs de $\frac{D}{b}$

Annexe IV

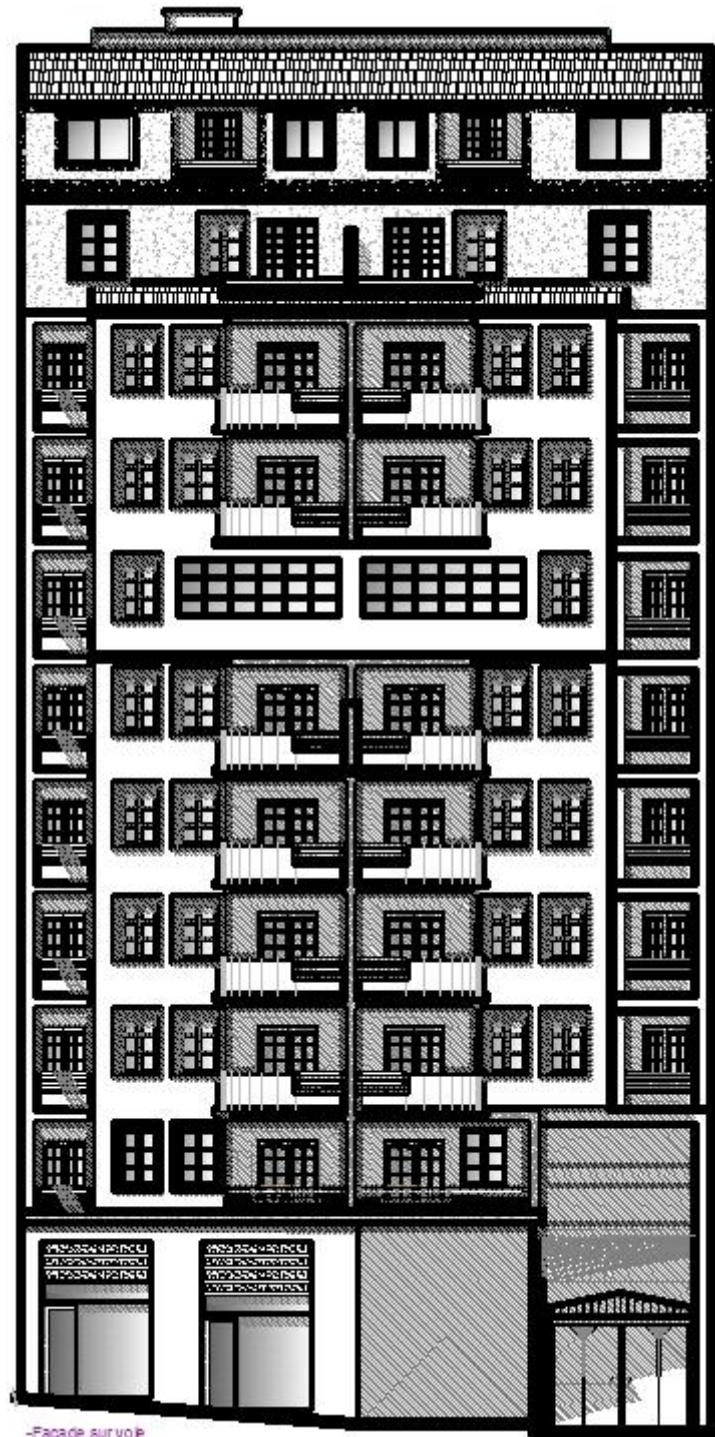
Cas de $\rho = 0,9$

Valeurs de $M_2 \times 10^2$

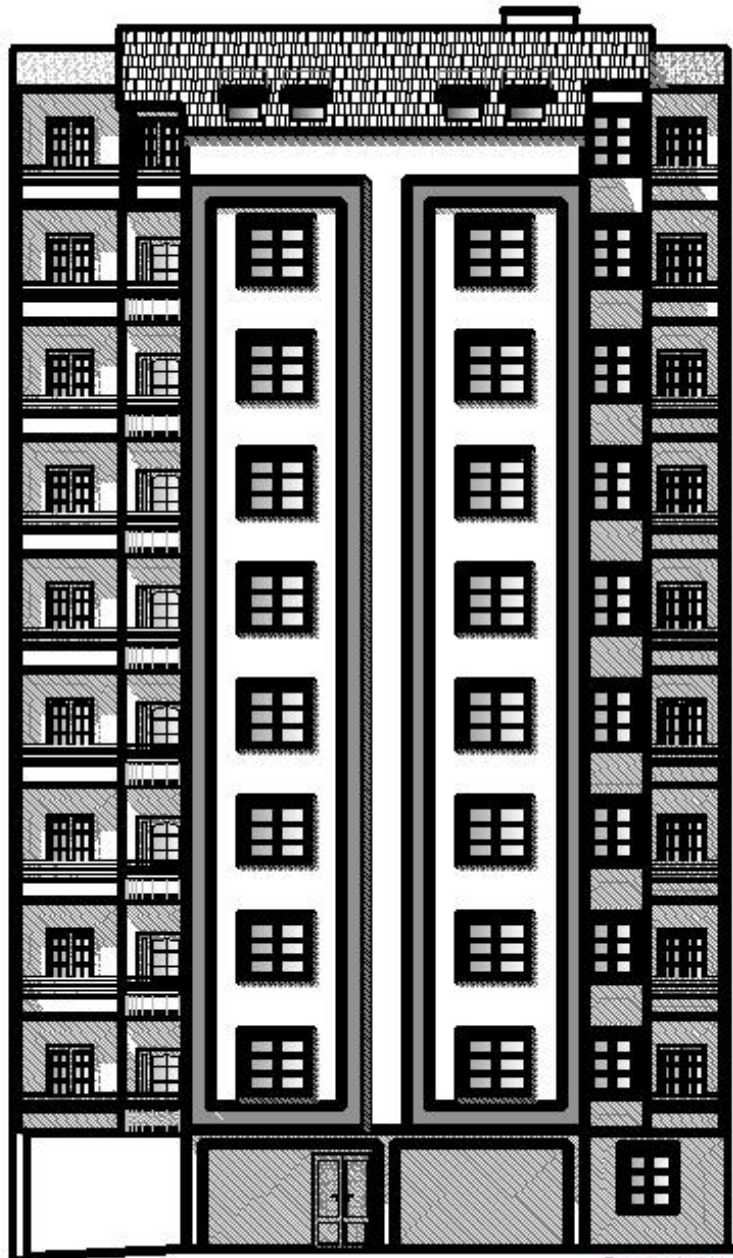




PLAN DE LA STRUCTURE

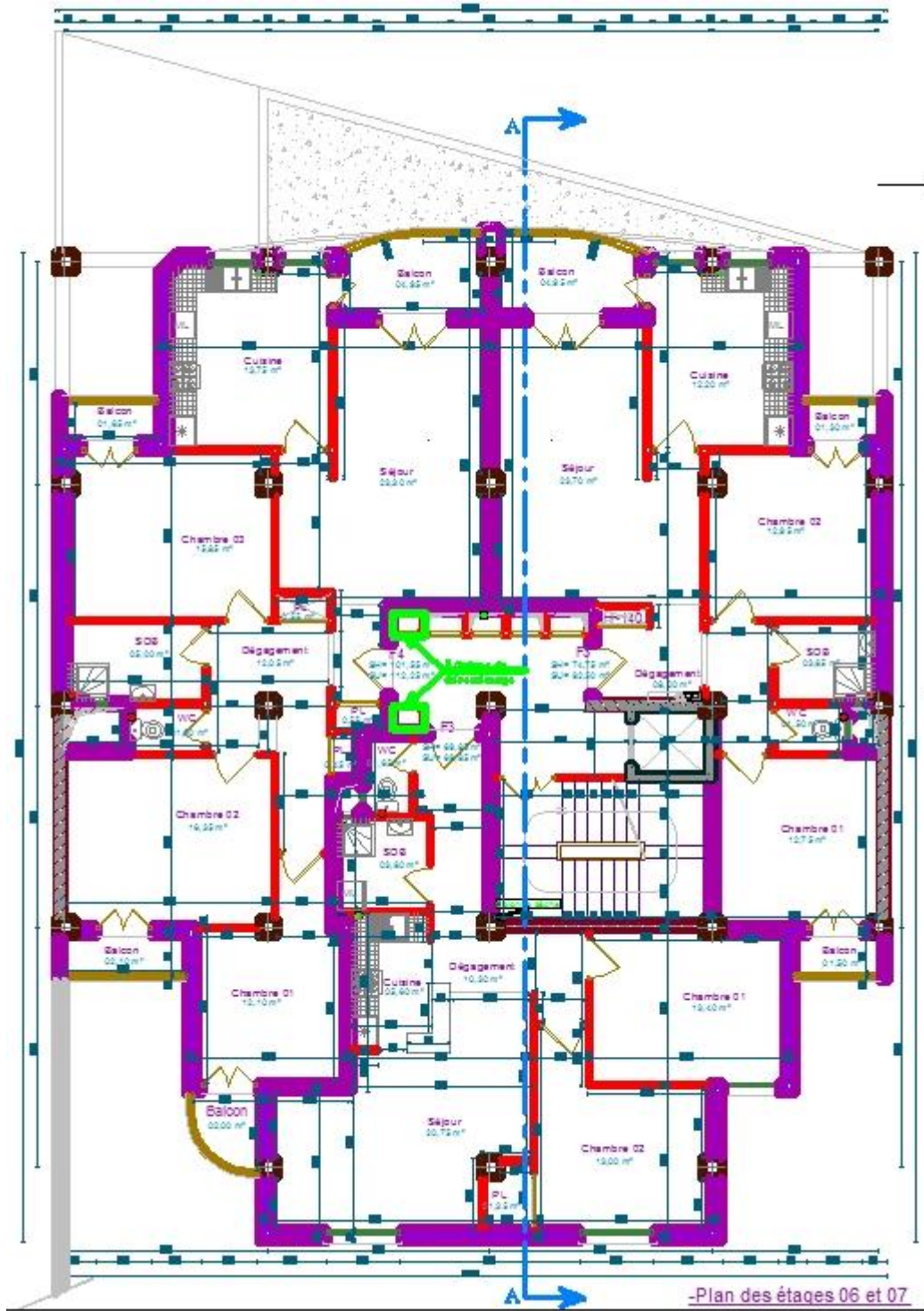


-Façade sur voie



-Façade principale





-Plan des étages 06 et 07

