

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA-Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du diplôme De Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment R+9+un entre sol à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile-portique)

Réalisé par :

Mr .BOURABA Malek

Mr. ABIDI Fayçal

Encadré par :

Mr. Dj.BENYESSAD

Jury:

Mr. LABIODH

Mr. MEHENNI

Promotion 2013/2014

REMERCIEMENTS

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

Avant tous, nous remercions Dieu 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 Mr DJ.Benyessad: notre promoteur, pour avoir accepté 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 humblement ce mémoire

À la mémoire de mon père a qui je lui souhaite le paradis de son choix

À ma très chère mère

À ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,

À Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,

À mes sœurs

À mes frères

À la famille ABIDI et BOURABA

À mon promoteur Mr DJ.Benyessad.

À tous mes amis, en particulier : Amir, Nacer

À tous mes amis de Génie civil.

À Malek, avec qui j'ai partagé des moments agréables durant

L'accomplissement de ce travail.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation

De ce mémoire.

Que dieu vous garde.

Fayçal-ABIDI

A l'aide de dieu, le tout puissant ce, travail est achevé :

Je le dédie :

A la mémoire de mon cousin et frère Billel.

A mes chers parents.

A mes deux grandes mères et mon grand père.

A mon frère et mes sœurs.

A mes oncles.

A mes tantes.

A mes cousins Hakím, Farid, Djilali, Sofiane et Sofiane, Mami, Lyes, Nassim ; et à tous.

A toutes mes cousines.

A mon cousin Salim HAYIAOUI.

A toute la famille.

A la famille ABIDI.

A mon ami Djamel..

A mes amis Abdeslem, Aïmed, et Abdrazak.

A tous mes voisins de TAASSAST.

A mon cousin Samir HAMADI et Fathi de Lbayedh que j'ai trouvé dans les moments difficiles.

A mon ami Massinissa AROUA qui ma beaucoup aidé.

A Samir DJABELLA qui ma beaucoup aidé.

*A mon binôme Fayçal, avec qui j'ai partagé des moments agréables durant
L'accomplissement de ce travail.*

Malek.BOURABA

SOMMAIRE :

Introduction Générale :.....1

Chapitre I : Généralités.

I.1.Introduction :	2
I.2. Description de l'ouvrage :	2
I.3. Caractéristiques architecturales de l'ouvrage :	2
I.4.Données du site :	2
I.5. Règlements et normes utilisés :	2
I.6. Définition des éléments de l'ouvrage.....	3
I.6.1. La terrasse :	3
I.6.2. Ossature :	3
I.6.3.Les planchers :	3
I.6.4.Les escalier :	3
I.6.5.Voiles :	3
I.6.6.L'infrastructure :	3
I.7. Méthodes de calcul :	3
I.7.1. Etat limite ultime ELU :.....	3
I.7.2. Etat limite de service ELS :.....	4
I.8. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :.....	4

ChapitreII : pré-dimensionnement.

II.1 Introduction.....	7
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	7
II.2.1 Les planchers.....	7
II.2.1.1 Plancher à corps creux :.....	7
II.2.1.2. plancher en dalle pleine (Balcons).....	9
II.2.2Acrotère.....	11
II.2.3.Les escaliers.....	12
II.3. Evaluation des charges et des surcharges.....	15
II.3.1.L'acrotère.....	15
II.3.2.les planchers.....	15
II.3.3. Les murs extérieurs.....	16
II.3.4 Escalier.....	17
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	17
II.4.1. Les poutres.....	17
II.4.3. Les poteaux.....	19
II.5. La descente de charge.....	20
II.6. Vérification des sections des poteaux	24
II.6.1. Vérification de contrainte de compression de béton.....	24

II.6.2. Vérification au flambement.....	25
II.7. Conclusion.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1.Introduction :.....	27
III.2.Etude des planchers.....	27
III.2.1. Planchers corps creux.....	27
III.2.1.1.Les poutrelles.....	27
III.2.1.2Calcul des sollicitations.....	28
III.2.1.2.1.Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	29
III.2.1.2.2. Calcul des sollicitations.....	29
III.2.1.2.3. Ferrailage des poutrelles.....	34
III.2.1.2.4 Calcul à l'ELU.....	35
III.2.1.2.5 Vérification à l'ELS.....	39
III.2.1.2.6 Ferrailage de la dalle de compression ...	47
III. 2.2 Etude des Dalles pleines:	48
III.2.2.1 Dalle sur 2 appuis (balcons) :	48
III.2.2.2 Dalle sur 3 appuis (balcons) :	51
III.2.2.3 Dalle sur 4 appuis (panneau entourant la cage d'ascenseur) :.....	55
III.3. Acrotère :	58
III.3.1 Evaluation des charges :	58
III.3.2 Calcul des sollicitations :	59
III.3.3 Combinaisons d'actions :	59
III.3.4 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :	59
III.3.5 Ferrailage de la section:	60
III.4 Les Escaliers :	63
III.4.1.Escalier à deux volées :	63
III.4.1.1Calcul de chargement :	64
III.4.1.2 Calcul des sollicitations.....	64
III.4.1.3 calcul du ferrailage :	66
III.4.1.4 Vérification à l'ELU et à l'ELS :	67
III.4.1.5.Schéma de ferrailage.....	69
III.4.2 Calcul de la poutre palière :	70
III.5. Etude de l'ascenseur.....	73
III.5.1.Définition :	73
III.5.2. Ascenseur pour 8 personnes	73
III.5.3.Dalle sous charge concentrée.....	74

III.5.3.1 Calcul à l'ELU.....	74
III.5.3. 1. 1 Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage.....	74
III.5.3.1.2 Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.....	75
III.5.3. 1.3 Superposition des moments.....	75
III.5.3. 1.4 Calcul des armatures.....	75
III.5.3.1.5 Vérification à l'ELU.....	76
III.5.3.1.6 Vérification à l'ELS.....	77
III.5.4 Dalle sous charge répartie.....	78
III.5.4.1 Calcul des armatures.....	79
III.5.4.2 Vérification à l'ELU.....	79
III.5.4.3 Vérification à l'ELS.....	80

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1. Introduction :.....	82
IV.2. Méthode de calcul :.....	82
IV.2.1. Méthode statique équivalente :	82
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	85
IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	86
IV.4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :.....	87
IV.4.1. Disposition des voiles:	87
IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :	93
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :	93
IV.4.4 Justification vis à vis des déformations :.....	94
IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$:	95
IV.4.6 Justification de la largeur du joint sismique :	96
IV.5. Conclusion :.....	96

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

V.1.Introduction :	97
V.2. Etude des poteaux :.....	97
V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003 :	97
V.2.2 : Ferrailage :	99
V.2.2.1.Sollicitations dans les poteaux :	99
V.2.2.2. Vérification au flambement :.....	101
V.2.2.3. Vérification des contraintes :.....	102
V.2.2.4. Vérification des sollicitations tangentes :.....	103
V.2.2.5.Disposition constructives :	104

V.2.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux :	104
V.3. Les poutres :	105
V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003	106
V.3.2. Recommandation de BAEL :	107
V.3.3. Ferrailages des poutres :	108
V.3.4. Vérifications à l'ELU :	110
V.3.5. Vérification à l'ELS :	111
V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres :	113
V.3.7. Vérification des zones nodales :	114
V.4. Les voiles :	116
V.4.1. Recommandation du RPA :	116
V.4.2 : Le ferrailage :	117

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1 Introduction :	124
VI.2 Choix de type de fondation :	124
VI.2.1 Vérification des semelles isolées :	124
VI.2.2 Vérification des semelles filantes :	125
VI.2.3 Radier général :	126
VI.2.3.1 Dimensionnement :	126
VI.2.3.2. Les vérifications :	128
VI.2.3.3. Ferrailage du radier :	131
VI.2.3.4 Ferrailage du débord :	134
VI.2.3.5 Ferrailage des nervures :	135
VI.2.3.6 Ferrailage :	139
VI.2.3.7 Vérification :	139
VI.3. Mur Adossé :	142
VI.3.1. Introduction :	142
VI.3.2. Dimensionnement du voile : selon le rapport de sol ;	142
VI.3.3 Caractéristiques du sol :	142
VI.3.4 Evaluation des charges et surcharges :	142
VI.3.5 Ferrailage du voile :	142
VI.3.6 Les vérifications :	144
VI.3.7 Schéma de ferrailage du mur adossé :	146
VI.4. Conclusion :	146
Conclusion générale.....	147

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Poids de l'acrotère.....	12
Tableau II.2: Caractéristiques des escaliers.....	14
Tableau II.3: Evaluation des charges de l'acrotère.....	15
Tableau II.4: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage courant.....	15
Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher à usage commercial.....	16
Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon.....	16
Tableau II.8: Evaluation des charges des murs extérieures.....	16
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les volées.....	17
Tableau II.10: Evaluation des charges sur le palier de repos.....	17
Tableau II.11 : Pré dimensionnement des voiles.....	19
Tableau II.12 : les charges et les surcharges reprises par poteaux G-3.....	20
Tableau II.13 : Descente de charge pour poteau G-3.....	22
Tableau II.14 : les charges et les surcharges reprises par poteaux G-2.....	22
Tableau II.15 : descente de charge pour poteau d'escalier G-2.....	24
Tableau III.1: Les différents Types de poutrelles.....	28
Tableau III.2: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	29
Tableau III.3: Tableau de ferrailage des poutrelles.....	44
Tableau III.4 : Vérification à l'ELU.....	45
Tableau III.5 : Vérification à l'ELU.....	46
Tableau III.6: Vérification des limites de déformation.	46
Tableau III.7: Contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis.....	50
Tableau III.8: Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis.....	52
Tableau III.9 : Calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis	53
Tableau.III.10: Vérification des contraintes	53
Tableau III.11: Calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis	56
Tableau III.12: vérification des contraintes.....	57
Tableau III.13: Combinaisons d'actions.....	59
Tableau III. 14: Résumé des résultats de ferrailage.	67
Tableau III.15: Résultat de ferrailage de la poutre palière	71
Tableau III.16: Résultat du ferrailage.....	79

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	83
Tableau IV.2 Les valeurs de $\zeta(\%)$	84
Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses	89
Tableau IV.4 : Vérification sous charges verticales	92
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontale.....	92
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit	93
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	93
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements sens x-x.....	94
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements sens y-y.....	94
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ	95
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	98
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	99
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	100
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	100
Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime	102
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	103
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	103
Tableau V.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poutres.	107
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires	108
Tableau V.10 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.....	109
Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant.....	111
Tableau V.12 : Vérification de la flèche dans les poutres.....	112
Tableau V.13 : Moments résistant dans les poteaux.....	114
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poutres.....	115
Tableau V.15 :Vérification des zones nodal	115
Tableau V.16 : Sollicitations dans le voile V_{x1}	118
Tableau V.17 : Ferrailage du voile sens V_{x1}	119
Tableau V.18 : Ferrailage du voile sens V_{x2}	120
Tableau V.19 : Ferrailage du voile V_{x3}	120
Tableau V.20 : Ferrailage du voile V_{x4}	121
Tableau V.21 : Ferrailage du voile V_{y1}	121
Tableau V.22 : Ferrailage du voile V_{y2}	122
Tableau V.23 : Ferrailage du voile V_{y3}	122
Tableau V.24 : Ferrailage du voile V_{y4}	123

Tableau VI.1: Tableau du ferrailage du radier	132
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton	133
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	133
Tableau VI.4: Redimensionnement du Ferrailage du radier.....	133
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	134
Tableau VI.6: ferrailage du débord.....	135
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	137
Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens X-X)	138
Tableau VI.9: sollicitation dans la nervure dans le sens yy.	138
Tableau VI.10 : Tableau De ferrailage des nervures	139
Tableau VI.11: Vérification de l'effort tranchant.....	139
Tableau VI.12: Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	140
Tableau VI.13: Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	140
Tableau VI. 14 : Section des armatures du mur adossé.	144
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	145
Tableau VI.16 : Section de ferrailage adopté après vérification.....	145

Liste des figures :

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	8
Figure II.2: Section d'une poutrelle.....	8
Figure II.3 : Schéma d'un balcon sur trois appuis.....	10
Figure II.4 : Schéma d'un balcon sur trois appuis.....	10
Figure II.5 : Schéma d'un balcon sur quatre appuis.....	10
Figure II.6 : schéma de l'acrotère.....	12
Figure II.7 : Vue en plan d'un escalier à deux volées.....	13
Figure II.8 : schéma statique d'un escalier à deux volée.....	13
Figure II.9 : Surface afférente poteau G-3.....	21
Figure II.10 : Surface afférente poteau G-2.....	23
 Figure III.1 : Disposition des poutrelles.....	 27
Figure III.2 : Diagramme des efforts tranchants.....	30
Figure III.3 : schéma statique de la poutrelle type 4.....	31
Figure III.4 : Schémas de ferrailage de la poutrelle type 04 de l'étage courant.....	47
Figure III.5 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	48
Figure III.6 : Schéma d'un balcon sur trois appuis	48
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur deux appuis.....	51
Figure III.8 : Schéma d'un balcon sur trois appuis	52
Figure III.9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur trois appuis	55
Figure III.10 : Schéma de dalle entourant la cage d'ascenseur	55
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur quatre appuis	58
Figure III.12 : schéma statique d'un acrotère.....	58
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure III.14 Schémas statique de l'escalier.....	64
Figure III.15 : Section à ferrailer.....	66
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'escalier	69
Figure III.17 Schéma statique de la poutre palière.....	70
Figure III.18 : Section creuse équivalente.....	72
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	73
Figure III.20 : Cage de l'ascenseur.....	73
Figure III.21 : Dalle sous charge concentrée.....	74

Figure III.22: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	81
Figure IV.1 : Spectre de calcul	86
Figure IV.2 : Disposition des voiles	88
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode (translation suivant Y)	90
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode (translation suivant X)	90
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	91
Figure V.1 : zone nodale	98
Figure V.2 : Section d'un poteau	102
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux E.S , RDC, et étage1	104
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux étage 2,3 et 4	104
Figure V.5 : schéma de ferrailage des poteaux étage 5,6 et 7	105
Figure V.6 : schéma de ferrailage des poteaux étage 8 et 9	105
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour E-Sol, RDC et étage 1	113
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour Etage courant	113
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour Terrasse Inaccessible	113
Figure V.10 : La zone nodale	114
Figure V.11 : Dispositions des armatures des poteaux	115
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx4 au niveau du RDC	123
Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée	125
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	125
Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement	128
Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis	131
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	134
Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord	134
Figure VI.7 Ferrailage du débord	135
Figure VI.8 : section à ferriller	136
Figure VI.9: schéma statique sens xx.	137
Figure VI.10: schéma statique sens yy.	138
Figure VI.11: Schéma de ferrailage de la nervure sens yy	141
Figure VI.12: Schéma de ferrailage de la nervure sens xx	141
Figure VI.13: Répartition des contraintes sur le mur	143
Figure VI.14: Schéma de ferrailage du voile périphérique	146

Symboles Et Notations

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed} : Module oedométrique.

E_u, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max} , **N_{q max}** : Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , **N_q** , **N_γ** : Termes de portance pour les fondations superficielles.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_s : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

Vser : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, **Y** et **Z** : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

a : Epaisseur.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

e : Indice des vides.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

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

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

Δe : Variation des indices des vides.

q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q₀ : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

Δσ : Variation de la contrainte effective (bars).

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

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.

Introduction générale

Introduction générale :

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

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment (R+9+entre sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts Verticaux et horizontaux.

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

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I :

Généralités

I.1.Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'objet de ce travail consiste à étudier un bâtiment en (R+9+ un entre sol) à usage d'habitation et commercial. Classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou importance moyenne) selon la classification du RPA 99 version 2003 (Article 3.2).

Cette ouvrage est implanté dans la wilaya de Bejaia lieu dis « route des Aures », une région classée selon les règles parasismiques algérienne (RPA99) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3. Caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

Le bâtiment à une forme irrégulière de dimensions suivantes :

- Longueur40.20m
- Largeur16.65m
- Hauteur total35.02m
- Hauteur de l'entre sol.....03.06m
- Hauteur du RDC.....04.08m
- Hauteur de sous pente.....03.40m
- Hauteur d'étage courant.....03.06m

I.4.Données du site :

Selon le rapport de sol :

- Le site est considéré comme un sol limoneux.
- La contrainte admissible du sol est de 0.9 bar.
- Profondeur d'ancrage est de 2 m.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.6. Définition des éléments de l'ouvrage

I.6.1. La terrasse :

Dans notre structure on a :

- Terrasse inaccessible qui va servir de couverture.

I.6.2. Ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

De ce fait notre structure sera contreventée par un contreventement mixte (voile - portique).

I.6.3. Les planchers :

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques pour les étages courants, et des dalles pleins pour les balcons.

I.6.4. Les escalier :

On opte pour des escaliers en béton armé pour les étages courants, et des escaliers en bois pour le duplex, et l'étage commercial.

I.6.5. Voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.6.6. L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements.

L'étude des fondations fera l'objet de deuxième partie (étude de l'infrastructure).

I.7. Méthodes de calcul :

I.7.1. Etat limite ultime ELU :

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

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

I.7.2. Etat limite de service ELS :

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

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

I.8. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q. \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$ Pour les structures auto-stables.

Tel que : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges horizontal.

I.9. Matériaux :**I.9.1. Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de 16cm du diamètre et de 32cm de hauteur.

❖ Caractéristiques mécaniques :

a- Résistance à la compression : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

Pour 1m³ de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325),

La résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b-Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

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

c- Contrainte limite :

c. 1 Etat limite ultime :

✓ contrainte ultime de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 14,2 \text{ pour } \gamma_b = 1,5 \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ pour } \gamma_b = 1,15 \end{cases} \quad (\text{Art A.4.3, 41, BAEL91})$$

✓ Contrainte ultime de cisaillement :

Elle est limitée par : $\tau = (V_u / bd) < \tau_{adm}$. (Art A.5.1, 21, BAEL 91)

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow \begin{cases} \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration nuisible ou très nuisible.} \end{cases}$

c.2 Etat limite de service :

✓ contrainte service de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

d. Déformation longitudinale du béton:

✓ Le module de déformation longitudinale instantané (court terme) E_{ij} :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé (long terme) E_{vj} :**

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T > 24h \quad (CBA \text{ Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour les calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (CBA \text{ Art A.2.1.3})$$

I.9.2.Aciers :

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

	Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	400	500	500	500

Chapitre II :

Pré-

dimensionnement

II.1 Introduction :

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela on procède au pré dimensionnement qui a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des éléments structuraux et non structuraux en respectant les prescriptions de RPA99/Version 2003 et du CBA93.

II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 Les planchers :

II.2.1.1 Plancher à corps creux :

Le plancher est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$: longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles (voir figure III.1)

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 390 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17,33 \text{ cm}$$

On adoptera des planchers à corps creux de $(16+4)=20\text{cm}$ avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

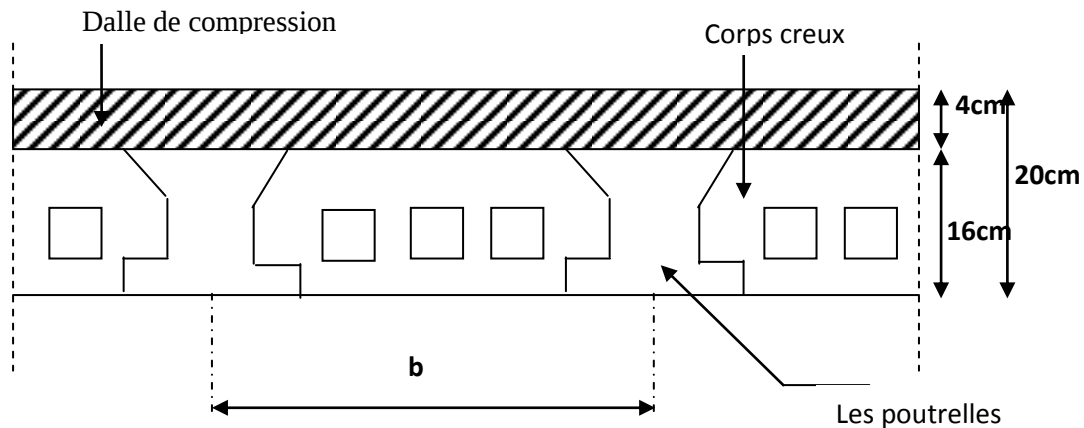


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

Pré dimensionnement :➤ **Les poutrelles:**

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulé sur place destinés à transmettre les charges aux poutres principales.

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 :** si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20\text{cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) * h_t = (0.4 \text{ à } 0.8) * 20$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16) \rightarrow \text{soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

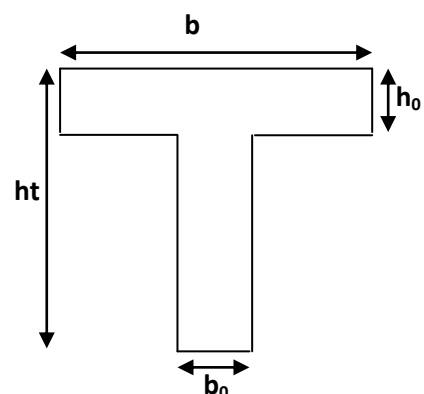


Figure II.2: Section d'une poutrelle

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutrelles.

$L_x = 65 - 10 = 55$ cm: distance entre deux nervures successive.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$L_y = 320 - 30 = 290$ cm.

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{290}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 65$ cm

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.2.1.2. plancher en dalle pleine (Balcons) :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

- **Résistance au feu :**

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu. **C.B.A.93**

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

- **Isolation phonique** $e \geq 13$ cm **C.B.A.93**

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- **Dalle sur deux appuis :** $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.

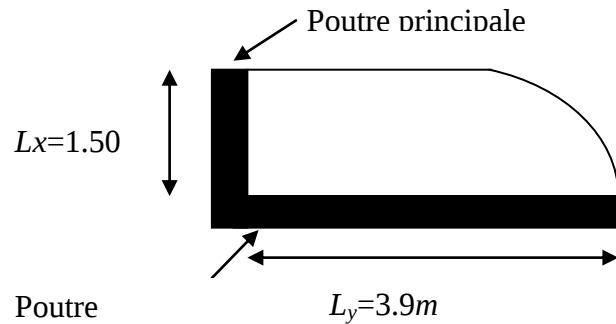
- **Dalle sur trois ou quatre appuis:** $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Dalle sur 2 appuis :**On a: $L_x=1.5m$, $L_y=3.9m$

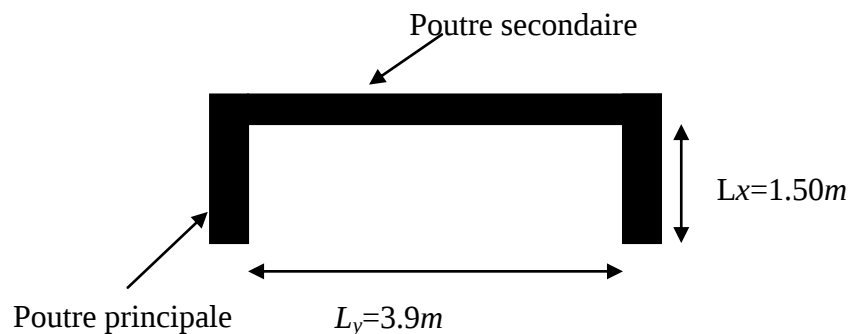
$$\frac{150}{35} = 4.29cm \leq e \leq \frac{150}{30} = 5cm$$

$$\Rightarrow 4.29cm \leq e \leq 5cm$$

**Figure II.3 :** Schéma d'un balcon sur trois appuis➤ **Dalle sur 3 appuis :**On a : $L_x=1,5m$, $L_y=3,9m$

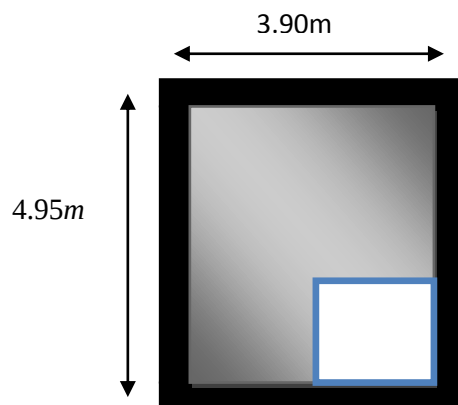
$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3cm \leq e \leq 3.75cm$$

**Figure II.4 :** Schéma d'un balcon sur trois appuis➤ **Dalle sur 4 appuis :**On a: $L_x=3.90m$, $L_y=4.95m$

$$\frac{390}{50} \leq e \leq \frac{390}{40}$$

$$\Rightarrow 7.8cm \leq 9.75cm$$

**Figure II.5 :** Schéma d'un balcon sur quatre appuisD'où : on prend $e = 12\text{ cm}$ comme épaisseur des dalle pleine**Condition de la flèche :**

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles pleines 12cm sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification se fait selon la condition du CBA93 (B.6.5.3) comme suit :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} \quad ; \text{ si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5m.$$

$$f_{max} < 0.5cm + \frac{L_{max}}{1000} \quad ; \text{ si la porté } L \text{ est supérieur à } 5m.$$

Dans notre cas : $L_{max} = 390\text{cm}$:

Nous avons : $\alpha = L_x/L_{max} = 150/390 = 0.38$ donc la flèche au centre se calcul de la façon suivante :

On calcule la flèche comme pour une poutre de portée L_x de largeur $b = 1\text{m}$ soumise aux moments de flexion de service déterminé dans le sens // x puis on multiplie le résultat obtenu par $(1 - 0,1\alpha)$.

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

$$\text{Poids propre : } G = 2500 \times e \times 1 = 300 \text{ kg/ml} \rightarrow G = 300 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 650 \text{ kg/ml}$$

Le calcul RDM nous donne :

$$f_{max} = \frac{5q_l^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$(1 - 0,1\alpha) = 0,962.$$

$$I = \frac{be^3}{12}$$

$$E = 11000 \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 3216.42 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} (1 - 0,1\alpha) = 0,962. \\ I = \frac{be^3}{12} \\ E = 11000 \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 3216.42 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow e \geq 3\sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot l_x^4 (1 - 0,1\alpha)}{384bEl_{max}}} \Rightarrow e \geq 5.82 \text{ cm}$$

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

II.2.2. Acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales, ainsi un rôle de garde de corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

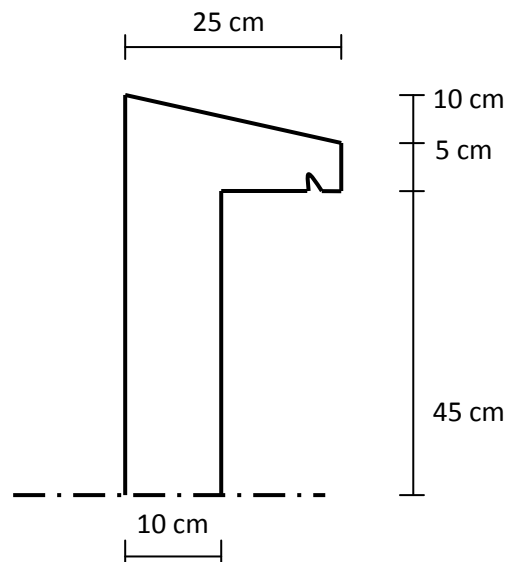


Figure II.6 : schéma de l'acrotère

Charges horizontales (charges sismiques) :

D'après le RPA 99 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003 (article 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zoneRPA99 V2003 (tableau 4.1)

C_p : facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8.....RPA99 V2003 (tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas le groupe d'usage 2B et zone IIa (Bejaïa)

	A	C_p	$W_p(KN/m)$	$F_p(KN)$
Terrasse inaccessible	0.15	0.8	2.13	1.0224

Tableau II.1 : Poids de l'acrotère

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

II.2.3.Les escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h + g < 66$$

$$\text{Avec : } h = H/n \dots\dots (01)$$

$$g = L/n - 1 \dots\dots (01)$$

$$\text{Soit : } 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (02)$$

n : nombre de contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée.

g : le giron

$$\text{On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : } 0.64n^2 - (0.64 + 2H + L)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (03)$$

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis un seul type d'escalier :

Escalier a deux volées :

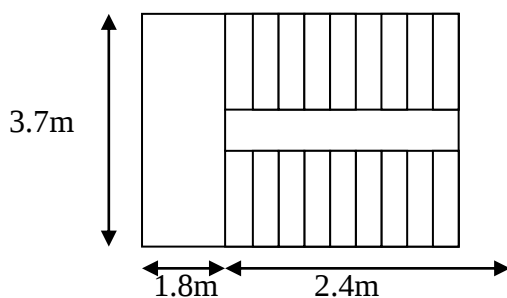


Figure II.7 : Vue en plan d'un escalier à deux volées

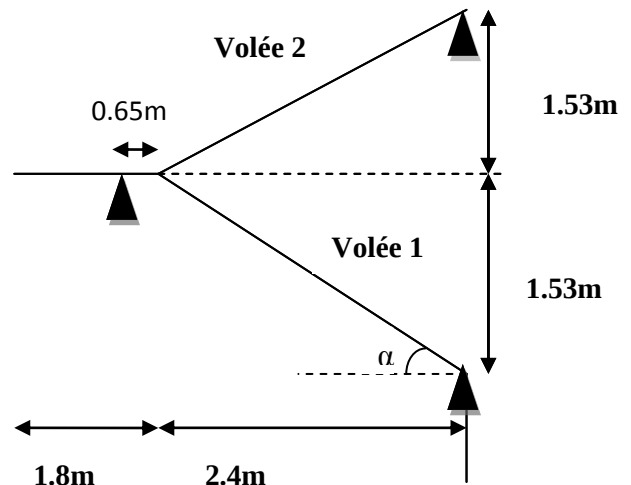


Figure II.8 : schéma statique d'un escalier à deux volées

✓ Dimensionnement :

Après la résolution de l'équation (3) on aura :

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

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

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

On prend :

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L: Longueur de la volée en plan.

Lp : la longueur du palier de repos.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$l = L + Lp \quad , \quad l = 2.40 + 1.8$$

$$l = 4.2\text{m}$$

$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20}$$

$$14\text{cm} \leq e \leq 21\text{cm}$$

On fixe : e = 15cm

On récapitule les différentes caractéristiques des escaliers dans le tableau suivant :

H (m)	volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	A(°)	<i>l_{total}</i> (m)	n	(n-1)	Giron (m)	h _{contre marche} (m)	e _{paillasse}
3,06	01	1.53	2.4	32.51	4.20	9	8	0.30	0.17	15
	02	1.53	2.4	32.51	4.20	9	8	0.30	0.17	
3.40	01	1.70	2.4	35.31	4.20	10	9	0.30	0.17	15
	02	1.70	2.4	35.31	4.20	10	9	0.30	0.17	

Tableau II.2: Caractéristiques des escaliers

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

II.3.1.L'acrotère :

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Acrotère	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poid propre (KN/ml)	Enduit Ciment Intérieur (KN/ml)	Enduit Ciment Extérieur (KN/ml)	G _{total} (KN/ml)	Q _{total} (KN/ml)
Terrasse inaccessible	60	10	0.070	1.75	0.18	0.2	2.13	1

Tableau II.3: Evaluation des charges de l'acrotère

II.3. 2.les planchers :

❖ Plancher terrasse inaccessible : [DTR BC.2.2]

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Gravillons d'étanchéité roulet	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02		0.12
03	Forme de pente (15%)	0.07	22	1.54
04	Isolation thermique	0.05		0.16
05	Pare vapeur (isolant)	0.01		0.01
06	Plancher à corps creux	0.20		2,85
07	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G = 5.83KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1KN/m²

Tableau II.4: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible

❖ Plancher étage courant :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	0.20		2.85
05	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
06	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale				G=5,45KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q=1.5 KN/m²

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage courant

❖ **Plancher à usage commercial :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	0.2		2.85
05	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
06	Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale				G=5,45KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q=5KN/m²

Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher à usage commercial❖ **Plancher balcon (Dalle pleine) :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.12	25	3.00
05	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G=4.40KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5KN/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon**II.3.3. Les murs extérieurs :**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
02	Brique creuse	0.15	9	1.35
03	Lame d'air	0.05	/	/
04	Brique creuse	0.10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	0.015	10	0.30
Charge permanente totale				G=2.95KN/m²

Tableau II.8: Evaluation des charges des murs extérieures

II.3.4 Escalier :

❖ Evaluation de la charge sur la volée d'escalier:

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	15/ (cos α)=17.79	25	4.45
	15/ (cos α)=18.38	25	4.6
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17× (1/2)	22	1.87
	19× (1/2)	22	2.09
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente			$G_1 = 8.52 \text{KN/m}^2$ $G_1 = 8.89 \text{KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation			$Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les volées

On prend $G_{\text{volée}} = 8.89 \text{ KN/m}^2$ le plus défavorable

❖ Evaluation de la charge sur le palier de repos :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente			$G = 5.35 \text{KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation			$Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

Tableau II.10: Evaluation des charges sur le palier de repos

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1. Les poutres :

1. Les poutres principales :

les poutres principales sont des poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis, leurs hauteur est donnée selon le(BAEL91) par le critère de flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \quad 0.7h \leq b \leq h$$

$L_{\max}$: la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L_{\max} = 5,25 - 0,30 = 4,95\text{m} \text{ d'où } \frac{495}{15} \leq e \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33\text{cm} < h < 49.5\text{cm}$$

On prend $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Soit une poutre de section $(30 \times 40)\text{ cm}^2$.

2. Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 4,20 - 0,30 = 3,90\text{m} \text{ d'où } \frac{390}{15} \leq e \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{ cm}$$

On prend $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

Soit une poutre de section $30 \times 35\text{ cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99/2003 Art 7.5.1 qui sont les suivants :

- | | |
|--------------------------------|---|
| - $b \geq 20\text{cm}$ok | } Les conditions de RPA99 sont vérifiées. |
| - $h \geq 30\text{cm}$ok | |
| - $h/b \leq 4$ok | |

L'ensemble des conditions sont vérifiées donc on opte pour les dimensions suivantes :

Poutre principales : $h = 40\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$.

Poutre secondaire : $h = 35\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$.

II.4.2. Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux, leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA 99/2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2) \text{ (voile simple)} \\ L \geq 4e \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur libre de l'étage

e : Epaisseur du voile

L : Longueur du voile

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage(m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e/20$ (cm)	$e_{adoptée}$ (cm)
E.S	2.86	14.3	20
RDC	3.88	19.4	20
Sous pente	3.20	16	20
Etages courants	2.86	14.3	15

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des voiles

On adopte donc des voiles d'épaisseurs $e=20cm$ et $e=15cm$ et d'une longueur minimale $L \geq 0.8m$.

II-4-3. Les poteaux:

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de **RPA99/ version 2003** pour la zone **II_a**

Le pré dimensionnement se fait en compression simple pour les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités à savoir le poteau (G3) et celui de la cage d'escalier (G2),(voir la figure III.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{b_1}{h_1} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 (art 7.4.1)}$$

Telle que :

h_e : Hauteur libre d'étage

$h_e = 2.86$ m pour l'étage courant

$h_e = 3.88$ m Pour RDC.

$h_e = 2.86$ m Pour l'entre sol.

$h_e = 3.20$ m pour la sous pente

Les sections des poteaux seront fixées après avoir effectuée la descente de charge avec vérification des conditions citées ci-dessus.

On suppose les dimensions des poteaux comme suit :

- ❖ Sous sol et RDC et 1^{er} étage $(h, b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ❖ 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages $(h, b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ❖ 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages $(h, b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ 8^{eme}, 9^{eme} étages $(h, b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.5. La descente de charge :

✓ La loi de dégression des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie est :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

➤ La descente de charge pour le Poteau « G-3 » :

	$S_{affectée}$ (m^2)	L_{pp} (m)	L_{ps} (m)	G_{poutre} (KN)	$G_{terasse}$ (KN)	$Q_{terrasse}$ (KN)	$Q_{étage}$ (KN)	$G_{étage}$ courant (kN)
Poteau G-3	15.76	4.18	3.80	22.52	91.88	15.76	23.64	85.89

Tableau II.12 : les charges et les surcharges reprises par poteaux G-3

La descente de charge est effectuée pour le poteau le plus sollicité (G-3) (Voir figure III.1)

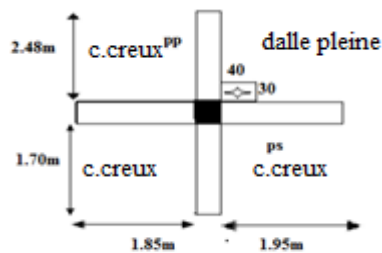


Figure II.9 : Surface afférente poteau G-3

Les résultats de la descente des charges pour le **poteau (G-3)**

Sont représentés dans le tableau Suivant :

Niveaux	Eléments	$G (KN)$	$Q (KN)$
N1	Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	95.73 26.18+9.37 43.56 174.84	15.76
N2	Venant de N1 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	174.84 80.94 26.18+9.37 43.56 334.89	39.40
N3	Venant de N2 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	334.89 80.94 26.18+12.24 43.56 497.81	60.68
N4	Venant de N3 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	497.81 80.94 26.18+12.24 43.56 670.73	79.59
N5	Venant de N4 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	670.73 80.94 26.18+12.24 43.56 823.65	96.14
N6	Venant de N5 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	823.65 80.94 26.18+15.50 43.56 989.83	110.32
N7	Venant de N6 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	989.83 80.94 26.18+15.50 43.56 1156.01	122.14

N8	Venant de N7 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	1156.01 80.94 26.18+15.50 43.56 1322.19	133.96
N9	Venant de N8 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	1322.19 80.94 26.18+21.25 43.56 1494.12	145.78
N10	Venant de N9 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	1494.12 80.94 26.18+21.25 43.56 1666.05	224.58
N11	Venant de N10 Plancher corps creux+dalle pleine Poutres+ Poteaux Murs extérieurs Total	1666.05 80.94 26.18+21.25 43.56 1837.88	303.38

Tableau II.13 : Descente de charge pour poteau G-3

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

$$G_T=1837.98\text{KN et } Q_T=303.38\text{KN}$$

Calcul de l'effort normal ultime :

$$Nu=1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$=1.35 \cdot 1837.98 + 1.5 \cdot 282.15 = 2904.50 \text{ KN}$$

$$Nu=2904.50\text{KN}$$

Descente de charge pour poteau d'escalier (G-2):

	$S_{\text{affectante}}(\text{m}^2)$ RDC, 1...7,8 étages	$S_{\text{affectante}}(\text{m}^2)$ 9 étage	$S_{\text{affectante terrasse}}$ inaccessible (m^2)	$L_{pp}(m)$	$L_{ps}(m)$	G_{poutre} (KN/ml)
Poteau G-2	11.60	9.29	7	3.15	3.80	19.425

Tableau II.14 : les charges et les surcharges reprises par poteaux G-2

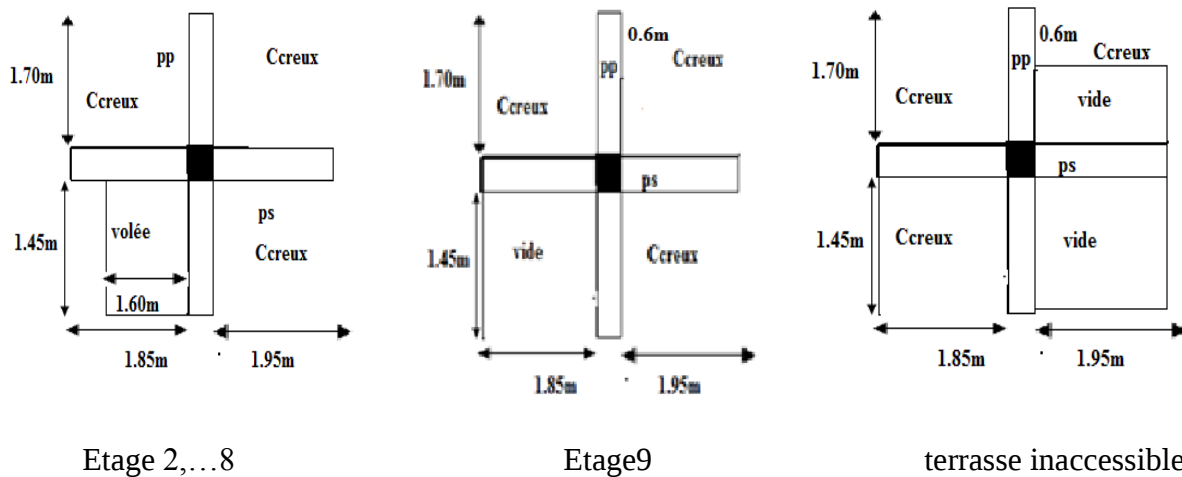


Figure II.10 : Surface afférente poteau G-2

La loi de dégression ne s'applique pas pour les plancher a usage commercial, les charges vont se sommer avec leur valeur réelles (sans coefficients).

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible Poutre+poteau Murs extérieurs Total	40.81 14.31+9.37 2.22 66.71	7
N2	Venant de N1 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	66.71 50.63 19.5+9.37 41.17 0 187.38	18.45
N3	Venant de N2 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	187.38 50.63 19.5+12.24 41.17 20.62 331.54	36.22
N4	Venant de N3 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	331.54 50.63 19.5+12.24 41.17 20.62 475.7	60.90
N5	Venant de N4 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier	475.7 50.63 19.5+12.24 41.17 20.62	

	Total	619.86	74.72
N6	Venant de N5 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	619.86 50.63 19.5+15.50 41.17 20.62 767.28	86.56
N7	Venant de N6 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	767.28 50.63 19.5+15.50 41.17 20.62 914.7	96.43
N8	Venant de N7 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	914.7 50.63 19.5+15.50 41.17 20.62 1062.12	106.3
N9	Venant de N8 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	1062.12 50.63 19.5+21.25 41.17 20.62 1215.29	116.17
N10	Venant de N9 Plancher corps creux et dalle pleine Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	1215.29 50.63+61.65 19.5+21.25 41.17 41.24 1450.73	168.42
N11	Venant de N10 Plancher corps creux Poutre+poteau Murs extérieurs Escalier Total	1450.73 50.63 19.5+21.25 41.17 0 1583.28	220.67

Tableau II.15 : descente de charge pour poteau d'escalier G-2.

$$G_T = 1583.28 \text{ KN et } Q_T = 220.67 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$Nu = 2468.43 \text{ KN}$$

II.6. Vérification des sections des poteaux :

II.6.1. Vérification de contrainte de compression de béton :

La vérification se fera à L'ELU sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$

$$Nu = 2904.50 \text{ KN}$$

Selon **(CBA.93)** l'effort doit être majoré de 10%

$$Nu^* = 1.1 * Nu = 1.1 * 2904.50 = 3.19 \text{ MN}$$

On doit vérifier que : $Nu^*/B \leq \sigma_{bc} \dots \dots \dots (1)$ Avec $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B \geq Nu^* / \sigma_{bc} = 3.19 / 15 = 0.21 \text{ m}^2$$

Soit $B = (50 * 50) \text{ cm}^2$ la condition (1) est vérifiée.

II.6.2. Vérification au flambement :

• Poteau de RDC :

D'après (CBA.93 ; Article B.8.4.1) on a $Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a-2) * (b-2)$

$$B_r = (50-2) * (50-2) = 2304 \text{ cm}^2$$

A_s : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b : 1,5

γ_s : 1,15.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (\text{CBA.93 Article 4.1.1})$$

λ : est définie comme suit : $\lambda = L_f / i$.

L_f : la longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

i : le rayon de giration définie par $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie $I = b * h^3 / 12 = 0.0052 \text{ m}^4$

L_0 : la longueur du Poteau : $L_0 = 3.88 \text{ m}$ donc $L_f = 0.7 * 3.88 = 2.72 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = 2.72/0.144 = 18.89 < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = 0.80$$

$A_s/Br \geq 80\%$ en zone II_a selon le RPA99/2003 (art 7.4.2.1)

Donc on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{3.19}{0.80 * \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.18125 m^2$$

$$Br \geq 1812.50 cm^2$$

Donc la condition est vérifiée

➤ Vérification selon le RPA (art 7.4.1) :

- Min $(b, h) \geq 25cm$ zone II.....vérifiée.
- Min $(b, h) \geq h_e/20 = 388/20 = 19.4$vérifiée.
- $1/4 < b/h < 4$vérifiée.

II.7. Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- ✓ Poutres principales : $(h \times b) = (40 \times 30) cm^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(h \times b) = (35 \times 30) cm^2$

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- ✓ Poteaux du Sous Sol, RDC et 1^{er} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) cm^2$
- ✓ Poteaux des étages 2, 3 et 4 : $(h \times b) = (45 \times 45) cm^2$
- ✓ Poteaux des étages 5, 6 et 7 : $(h \times b) = (40 \times 40) cm^2$
- ✓ Poteaux des étages 8 et 9 : $(h \times b) = (35 \times 35) cm^2$.

Chapitre III :

Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur.

III.2.Etude des planchers :

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux (étage courant) et planchers dalles pleines (balcons).

III.2.1.Planchers corps creux :

III.2.1.1.Les poutrelles :

La figure suivante montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Cette dernière a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères :(petite portée , continuité).

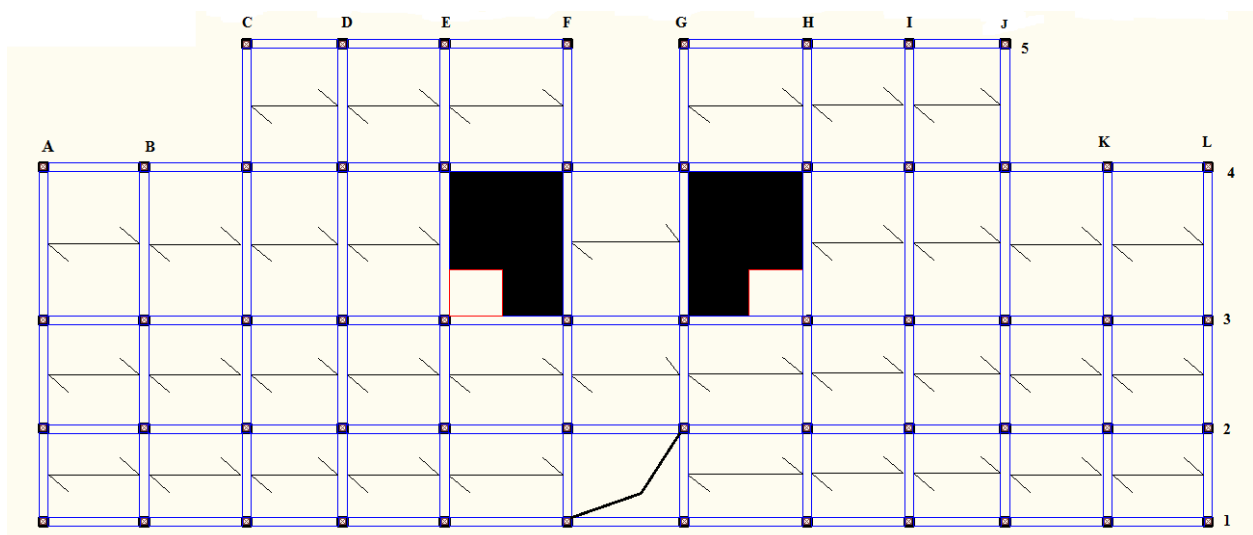


Figure III.1 : Disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à des différents types de poutrelles. Ces dernières sont résumées sur le tableau suivant :

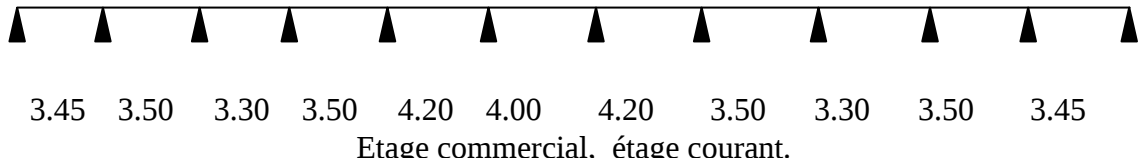
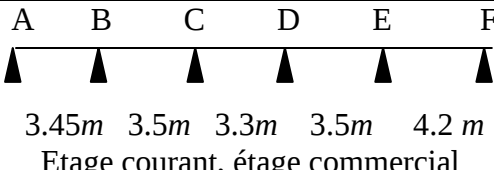
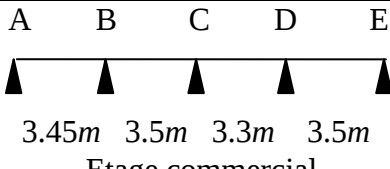
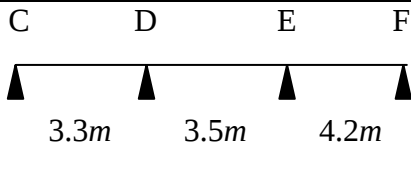
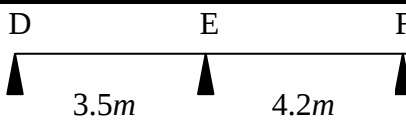
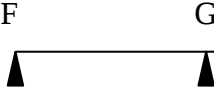
Type	Schéma statique
Type 1	 3.45 3.50 3.30 3.50 4.20 4.00 4.20 3.50 3.30 3.50 3.45 Etage commercial, étage courant.
Type 2	 3.45m 3.5m 3.3m 3.5m 4.2 m Etage courant, étage commercial
Type 3	 3.45m 3.5m 3.3m 3.5m Etage commercial
Type 4	 3.3m 3.5m 4.2m Etage courant
Type 5	 3.5m 4.2m Terrasse inaccessible
Type 6	 4.00m Tous les étages

Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles

III.2.1.2. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

III.2.1.2.1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

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

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.83	1	9.37	6.09	6.83	4.44
Etages courants	5.45	1.5	9.607	6.24	6.95	4.52
Etage commercial	5.45	5	14.86	9.66	10.45	6.79

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

III .2.1.2.2. Calcul des sollicitations

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitations dans la poutrelle

type 04 (étage courant) en utilisant la méthode forfaitaire

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Elle n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Il faut que le plancher soit à surcharge modérée.

$$Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2)$$

- ✓ Le rapport de deux travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$$

- ✓ Le moment d'inertie I est constant dans toute la poutre
- ✓ FPN

Principe de la méthode forfaitaire :

- ✓ **Les moments fléchissant :**
- ✓ **En travée :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitation et permanentes.

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considérée.

M_0 : moment isostatique maximal de la travée indépendante.

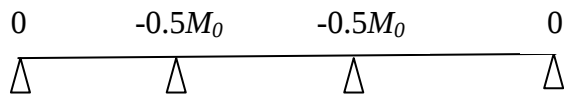
M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_i : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

✓ **En appuis :**



Cas de trois travées

✓ **Les efforts tranchants :**

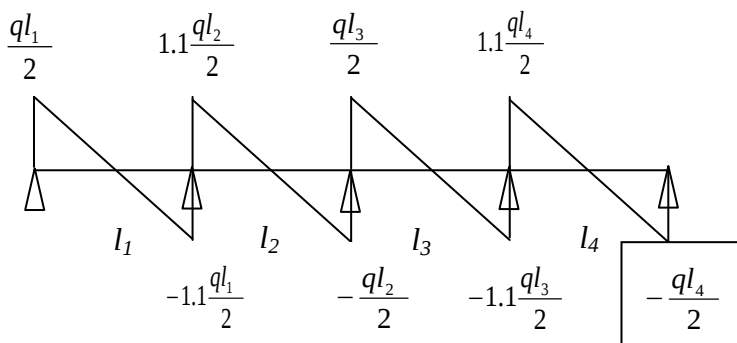


Figure III.2 : Diagramme des efforts tranchants

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire dans la poutrelle

type 04 (étage courant) :

✓ $Q = 1.5 \leq \min (2 \times 5.45 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

✓ $\begin{cases} 0.8 \leq \frac{3.3}{3.5} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.5}{4.2} \leq 1.25 \end{cases}$ Condition vérifiée.

✓ FPN, et le moment d'inertie est constant dans toute la structure.. Condition vérifiée

Alors la méthode forfaitaire est applicable.

- **Calcul les Moments isostatique**

A L'ELU :

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 8.51.KN.m$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 9.57.KN.m$$

$$\text{Travée EF : } M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} \Rightarrow M_0^{EF} = 13.78.KN.m$$

A L'ELS :

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_s \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 6.15.KN.m$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q_s \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 6.92.KN.m$$

$$\text{Travée EF : } M_0^{EF} = \frac{q_s \times L_{EF}^2}{8} \Rightarrow M_0^{EF} = 9.97.KN.m$$

Moments aux appuis**Appuis de rive :**

$$M_C = M_F = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

A L'ELU:

$$M_C = -0.15 \times 8.51 \Rightarrow M_C = -1.28.KN.m.$$

$$M_F = -0.15 \times 13.78 \Rightarrow M_C = -2.07.KN.m.$$

A L'ELS:

$$M_C = -0.15 \times 6.15 \Rightarrow M_C = -0.92.KN.m.$$

$$M_F = -0.15 \times 9.97 \Rightarrow M_F = -1.49.KN.m.$$

Appuis intermédiaires :

$$M_D = -0.5 \text{Max}(M_0^{CD}, M_0^{DE})$$

$$M_E = -0.5 \text{Max}(M_0^{DE}, M_0^{EF})$$

A L'ELU

$$M_D = -0.5 \times 9.57 \Rightarrow M_D = -4.785.KN.m$$

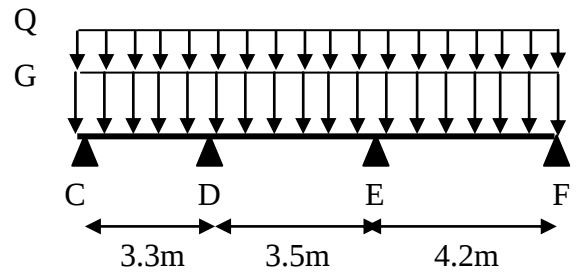


Figure III.3 : schéma statique de la poutrelle type 4

$$M_E = -0.5 \times 13.78 \Rightarrow M_E = -6.89 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$M_D = -0.5 \times 6.92 \Rightarrow M_D = -3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.5 \times 9.97 \Rightarrow M_E = -4.98 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

Travée CD

A L'ELU :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max (1+0.3\alpha ; 1.05) M_0^{CD}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.0648 \times 8.51 - \frac{4.785}{2} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 6.66 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{CD} \geq ((1.2+0.3\alpha)/2) \cdot 8.51$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 8.51 \Rightarrow M_t^{CD} \geq 5.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{CD} = 6.66 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max (1+0.3\alpha ; 1.05) M_0^{CD}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.0648 \cdot 6.15 - \frac{3.46}{2} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 4.82 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{CD} \geq ((1.2+0.3\alpha)/2) \cdot 8.51$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 6.15 \Rightarrow M_t^{CD} \geq 3.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{CD} = 4.82 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

A L'ELU :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max (1+0.3\alpha ; 1.05) M_0^{DE}$$

$$M_t^{DE} \geq 1.0648 \cdot 9.57 - \frac{4.785 + 6.89}{2} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 4.35 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9.57 \Rightarrow M_t^{DE} \geq 5.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{DE} = 5.10 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max (1+0.3\alpha ; 1.05) M_0^{DE}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.0648 \cdot 6.92 - \frac{3.46 + 4.985}{2} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 3.14 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 6.92 \Rightarrow M_t^{DE} \geq 3.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{DE} = 3.69 \text{ KN.m}$$

Travée EF:**A L'ELU :**

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{EF} \geq 11.22 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{EF} \geq 8.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{DE} = 11.22 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t^{DE} \geq 8.12 \text{ KN.m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_t^{DE} \geq 6.305 \text{ KN.m}$$

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_t^{DE} = 8.12 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants**

A L'ELU**Travée CD :**

$$V_C = \frac{p_u l_1}{2} \Rightarrow V_C = \frac{6.25 \times 3.30}{2} = 10.31 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \frac{p_u l_1}{2} \Rightarrow V_D = -\frac{1.1 \times 6.25 \times 3.30}{2} = -11.34 \text{ K}$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \frac{6.25 \times 3.5}{2} = 12.03 \text{ KN}$$

$$V_E = -1.1 \frac{6.25 \times 3.5}{2} = -12.03 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = -1.1 \frac{6.25 \times 4.2}{2} = -14.44 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{6.25 \times 4.2}{2} = 13.125 \text{ KN}$$

Pour les autres types les étapes sont les même.

Les résultats des sollicitations sont représentés dans les tableaux suivants :

▪ Terrasse inaccessible :

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 05	-2.01	-8.06	10.07	14.71	-1.47	-5.87	7.34
Type06	-1.83	/	12.18	12.18	-1.33	/	8.88

▪ Etage courant :

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 01	-1.39	-5.51	9.15	13.11	-1.01	-3.98	6.63
Type 02	-2.07	-6.89	11.22	14.43	-1.49	-4.98	8.12
Type 04	-2.07	-6.89	11.22	14.43	-1.49	-4.98	8.12
Type 06	-1.87	/	12.49	12.49	-1.35	/	9.04

▪ Etage commercial:

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{arive}^{max} (KN.m)	M_{aint}^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 01	-2.16	-8.52	15.82	20.28	-1.52	-5.99	11.14
Type 02	-3.19	-10.65	19.02	22.31	-2.25	-7.49	13.38
Type 03	-2.22	-7.40	13.21	18.59	-1.56	-5.20	9.29
Type 06	-2.89	/	19.31	19.31	-2.04	/	13.59

III 2.1.2.3. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales.

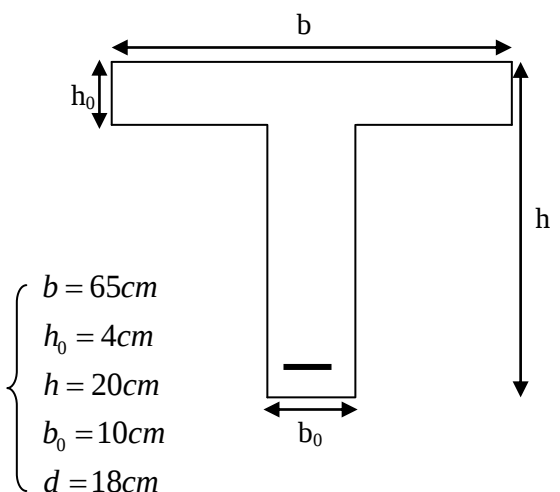
On prend comme exemple la poutrelle type 04 sur quatre appuis du plancher de l'étage courant qui est sollicité par :

$$M_{Travée}^{Max} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.07 \text{ KN.m (rive)} \\ -6.89 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 14.43 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

III.2.1.2.4 Calcul à l'ELU

Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 11.22 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.22 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0375$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0375}}{0.8} = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M^{travée}}{z f_{st}}$$

$$A_t = \frac{11.22 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. En appuis :**Appuis de rives :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T é sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$M_{Rive}^a = -2.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.07 \times 10}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.057$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.057) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.07 \times 10}{0.176 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.34 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$M_{Interne}^a = -6.89 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.89 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.15$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}}{0.8} = 0.204$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.204) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{6.89 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 1HA10 + 1HA8 = 1.29 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,29 \text{ cm}^2 > A_{\text{Min}} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 14,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14,33 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,80 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}[0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = A_t + A_{\text{arive}}$$

$$A_l = 2,70 + 0,5 = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,20 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 14,33 \times 10^{-3}}{400} = 0,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[14,33 - \frac{6,89}{0,9 \times 0,18} \right] \times 10^{-3} = -0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_t + A_{\text{aint}} \Rightarrow A_l = 2,70 + 1,29 = 3,99 \text{ cm}^2 > -0,805 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0,65 - 0,10}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{14,33 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Ferraillage des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacements :

$$\blacksquare S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\blacksquare S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

K=1 : Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57 \times 10^{-4}}{0.1 \times (0.93 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 60.8 \text{ cm}$$

$$\checkmark S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (16.2; 60.8; 57)$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.1.2.5 Vérification à l'ELS :**■ État limite de compression du béton :**

$$M_{Travée}^{Max} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.49 \text{ KN.m (Rive)} \\ -4.99 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.70 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -4.7 \times 10^{-5}$$

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

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

$$\frac{10}{2} y^2 + (15 \times 2.70 + (65 - 10) 4) y - 15 \times 2.70 \times 18 - (65 - 10) \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.13 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65}{3} (4.13)^3 + (65 - 10) \frac{(4.13 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.70 \times (18 - 4.13)^2 \Rightarrow I = 9318 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.12 \times 4.13 \times 10^3}{9318} = 3.60 \leq 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires :

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

$$\frac{10}{2} y^2 + (15 \times 1.29) \times y - 15 \times 1.29 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 6.63 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10}{3} 6.63^3 + 15 \times 1.29 \times (18 - 6.63)^2 \Rightarrow I = 3473 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.99 \times 6.63 \times 10^3}{3473} = 9.52 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10}{3} 4.5^3 + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.5 \times 4.5 \times 10^3}{1670} = 4.04 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de la flèche (type 04 de l'étage courant) :**

La vérification de la flèche est nécessaire si une de ces conditions n'est pas vérifiée :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.048$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{420}{500} = 0.84cm$

Propriétés de la section :

$$y = 4.13 \text{ cm}$$

$$I = 9318cm^4$$

$$A_s = 2.70cm^2$$

$$E_I = 1100 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_I}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Calcul de I_0 :

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

$$y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.70 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 2.70} \Rightarrow y_G = 6.88cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s v(v_2 + c)^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{bh^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right).$$

$$v_2 = h - v_1. \quad \Rightarrow I_0 = 49009 \text{ cm}^4$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.14$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.45 = 3.54 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.45 + 1.5) = 4.52 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.85 \times 4.20^2}{8} = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.54 \times 4.20^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.52 \times 4.20^2}{8} = 9.96 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{4.08 \times (18 - 4.13) \times 10^3}{9318} \Rightarrow \sigma_{js} = 90.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{7.80 \times (18 - 4.13) \times 10^3}{9318} \Rightarrow \sigma_{gs} = 174.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{9.96 \times (18 - 4.13) \times 10^3}{9318} \Rightarrow \sigma_{ps} = 222.39 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 174.16 + 2.1} = 0.71$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 90.10 + 2.1} = 0.51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 222.39 + 2.1} = 0.76$$

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

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 49009}{1 + 2.84 \times 0.51} = 22018 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 49009}{1 + 2.84 \times 0.71} = 17872 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 49009}{1 + 2.84 \times 0.76} = 17069 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 49009}{1 + 1.14 \times 0.71} = 29794 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{4.08 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 22018} \times 10^7 = 0.10 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.8 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 17872} \times 10^7 = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{9.96 \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 17069} \times 10^7 = 0.32 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.8 \times 4.20^2}{10 \times 10818.86 \times 29794} \times 10^7 = 0.43 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.43 + 0.32 - 0.24 - 0.10 = 0.41 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Les résultats des autres types sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage de poutrelles :

/	Type	/	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Terrasse inaccessible	05	Travée	10.07	0.034	0.043	17.7	1.64	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App int	-8.06	0.175	0.242	16.2	1.42	0.28	2HA10=1.57
		App de rive	-2.01	0.044	0.056	17.6	0.33	0.28	1HA10=0.79
	06	Travée	12.18	0.045	0.057	17.6	1.98	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App de rive	-1.83	0.039	0.051	17.6	0.30	0.28	1HA8=0.5
Etage courant	1	Travée	9.15	0.03	0.038	17.7	1.48	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App int	-5.51	0.119	0.158	16.8	0.94	0.28	1HA10+1HA8 =1.29
		App de rive	-1.39	0.03	0.038	17.7	0.23	0.28	1HA8=0.50
	2et4	Travée	11.22	0.0375	0.048	17.6	1.83	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App int	-6.89	0.15	0.204	16.5	1.20	0.28	1HA10+1HA8 =1.29
		App de rive	-2.07	0.045	0.057	17.6	0.34	0.28	1HA8=0.50
	06	Travée	12.49	0.0419	0.0535	17.6	2.04	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App de rive	-1.87	0.0407	0.052	17.63	0.31	0.28	1HA8=0.5
Etage commercial	01	Travée	15.82	0.053	0.068	17.50	2.60	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		Appui int	-8.52	0.185	0.258	16.10	1.52	0.28	1HA12+1HA10 =1.92
		App de rive	-2.16	0.047	0.060	17.60	0.35	0.28	1HA10=0.79
	02	Travée	19.02	0.064	0.083	17.4	3.14	1.41	3HA12=3.39
		App int	-10.65	0.231	0.333	15.6	1.96	0.28	1HA10+1HA8 =1.29
		App de rive	-3.19	0.069	0.089	17.3	0.53	0.28	1HA10=0.79
	03	Travée	13.21	0.044	0.056	17.6	2.15	1.41	2HA10+1HA12 =2.70
		App int	-7.40	0.16	0.219	16.4	1.30	0.28	2HA10=1.57
		App de rive	-2.22	0.048	0.06	17.56	0.36	0.28	1HA10=0.79
	06	Travée	19.31	0.064	0.083	17.4	3.19	1.41	3HA12=3.39
		App de rive	-2.89	0.063	0.081	17.4	0.48	0.28	1HA8=0.50

Tableau III.3 : Tableau de ferraillage des poutrelles

Vérification à l'ELU :

Type		cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table- nervure
			Rive	intermédiaire	
		$\tau < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$	$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ (cm ²)	$A \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0.9d})$ (cm ²)	$\tau_u = \frac{v_u b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0}$ $< \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$
Terrasse inaccessible	05	0.82	3.49 > 0.42	4.27 > -1.01	0.96
	06	0.67	3.20 > 0.35	/	0.79
Etage courant	01	0.73	3.20 > 0.37	3.36 > -0.60	0.86
	2et 4	0.80	3.20 > 0.41	3.99 > -0.81	0.93
	06	0.69	3.20 > 0.36	/	0.81
Etage commercial	01	1.13	3.49 > 0.58	4.62 > -0.92	1.32
	02	1.24	4.18 > 0.64	4.68 > -1.25	1.45
	03	1.03	3.49 > 0.53	4.27 > -0.78	1.21
	06	1.07	3.89 > 0.55	/	1.26
observation		Conditions vérifiées			

Tableau III.4 : Vérification à l'ELU.

Vérification des contraintes à l'ELS :

/	Type de poutrelle	/	M_t (KN.m)	Y cm	I cm ⁴	σ (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Terrasse inaccessible	05	Travée	7.34	4.13	9318	3.25	Vérifiée
		App int	-5.87	6.64	4015	9.71	
		App de rive	-1.47	5.24	2409	3.19	
	06	Travée	8.88	4.13	9318	3.93	
		App de rive	-1.33	6.63	6518	1.35	
Etage courant	01	Travée	6.63	4.13	9318	2.94	
		app int	-3.98	6.63	3473	7.60	
		App de rive	-1.01	4.5	1671	2.18	
	2et4	Travée	8.12	4.13	9318	3.60	
		app int	-4.98	6.63	3473	9.52	
		App de rive	-1.49	4.5	1671	4.04	
	06	Travée	9.04	4.13	9318	4.01	
		App de rive	-1.35	4.5	1671	3.63	
Etage commercial	01	Travée	11.14	4.13	9318	4.94	
		app int	-5.99	7.44	4584	9.72	
		App de rive	-1.52	5.24	2409	3.30	
	02	Travée	13.38	4.61	11224	5.49	
		app int	-7.49	6.63	3473	14.29	
		App de rive	-2.25	5.24	2409	5.44	
		Travée	9.29	3.89	8323	4.34	

	03	App int	-5.20	6.64	4015	8.60	
		App de rive	-1.56	5.24	2409	3.39	
	06	Travée	13.59	4.61	11244	5.57	
		App de rive	-2.04	4.5	1671	5.49	

Tableau III.5 : Vérification à l'ELU.

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

	Terrasse inaccessible		Etage courant		Etage commercial			
Type	05	06	1, 2et4	06	01	02	03	06
$q_{jser} (KN/m)$	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
$q_{qser} (KN/m)$	3.79	3.79	3.54	3.54	3.54	3.54	3.54	3.54
$q_{pser} (KN/m)$	4.44	4.44	4.52	4.52	6.79	6.79	6.79	6.79
$M_{jser} (KN.m)$	4.08	3.70	4.08	3.70	4.08	4.08	2.83	3.70
$M_{qser} (KN.m)$	8.35	7.58	7.80	7.08	7.80	7.80	5.42	7.08
$M_{pser} (KN.m)$	9.79	8.88	9.96	9.04	14.97	14.97	10.40	13.58
$I_0 (cm^4)$	49009	49009	49009	49009	49009	50 411	49009	50411
ρ	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.019	0.015	0.019
λ_i	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.26	2.84	2.26
λ_v	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	0.91	1.14	0.91
$\sigma_{js} (MPa)$	91.10	82.62	91.10	82.62	91.10	72,88	63.19	66.09
$\sigma_{gs} (MPa)$	186,44	169.25	174.16	158.09	174.16	139,33	121.02	126.47
$\sigma_{ps} (MPa)$	218,60	198.28	222.39	201.85	334.26	264,19	232.22	242.58
μ_j	0.51	0.48	0.51	0.48	0.51	0.52	0.38	0.48
μ_g	0.72	0.70	0.71	0.68	0.71	0.71	0.61	0.68
μ_p	0.76	0.74	0.76	0.74	0.83	0.83	0.77	0.82
I_{fij}	21 892	22 816	22018	22 816	21 892	25 573	26 045	26 543
I_{fig}	17 634	18 024	17872	18 326	17 904	21 294	19 766	21 754
I_{fip}	17 077	17 407	17069	17 343	15 987	19 210	16 889	19 413
I_{fvg}	29 574	30 010	29794	30 343	29 877	33 778	31 881	34 237
$f_{ij} (cm)$	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.09	0.04	0.07
$f_{ig} (cm)$	0.26	0.21	0.24	0.19	0.24	0.20	0.10	0.16
$f_{ip} (cm)$	0.31	0.25	0.32	0.26	0.51	0.42	0.23	0.35
$f_{vg} (cm)$	0.46	0.37	0.43	0.35	0.43	0.38	0.19	0.31
$\Delta f_t (cm)$	0.41	0.34	0.41	0.33	0.60	0.51	0.28	0.42
$f_{adm} (cm)$	0.84	0.80	0.84	0.80	0.84	0.84	0.70	0.80

Tableau III.6: Vérification des limites de déformation.

⇒ La flèche est vérifiée.

▪ **Exemple de ferrailage :**

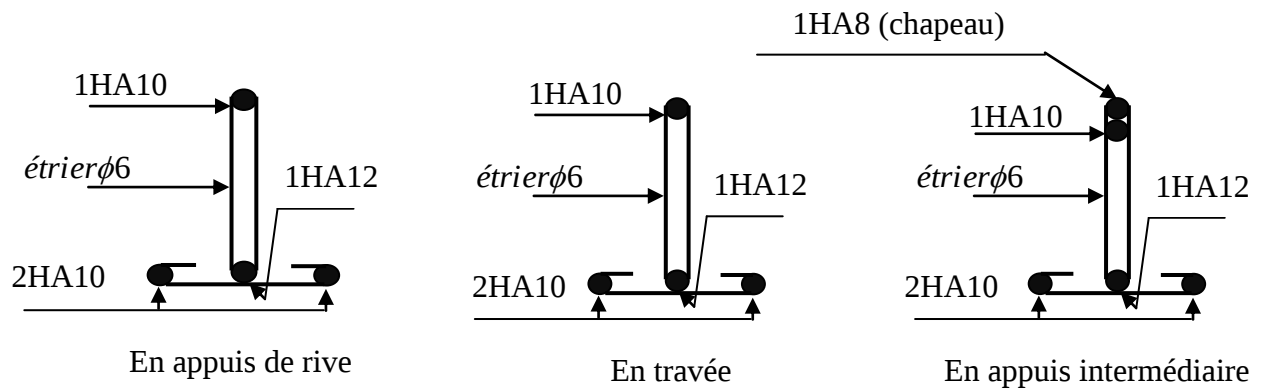


Figure III.4 : Schémas de ferrailage de la poutrelle type 04 de l'étage courant.

III.2.1.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :

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

-20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

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

On utilise un treillis soudé ronds lisse *fe400*.

▪ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

➤ 7HA5 = $1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ armatures perpendiculaires aux poutrelles.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$vérifier.

➤ 7HA5 = $1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ armatures parallèles aux poutrelles

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$vérifier.

Alors on choisit un treillis soudé : TS Ø5150×150.

TS Ø5 150×150.

▪ **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

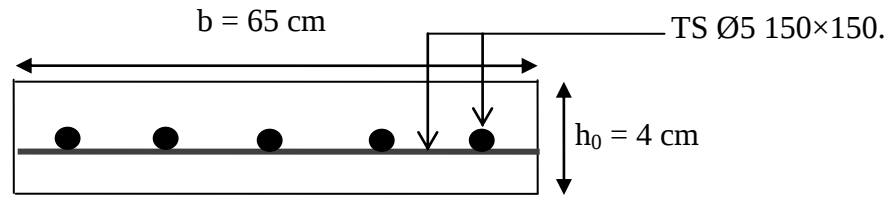


Figure III.5 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III. 2.2 Etude des Dalles pleins:

III.2.2.1 Dalle sur 2 appuis (balcons) :

$$L_x = 1.50\text{m}$$

$$L_y = 3.9\text{m}$$

$$\rho = 1.5/3.9 = 0.38 < 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

➤ **Calcul des sollicitations:**

$$q_u = 11.19 \text{ kN/m}^2 ; q_s = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

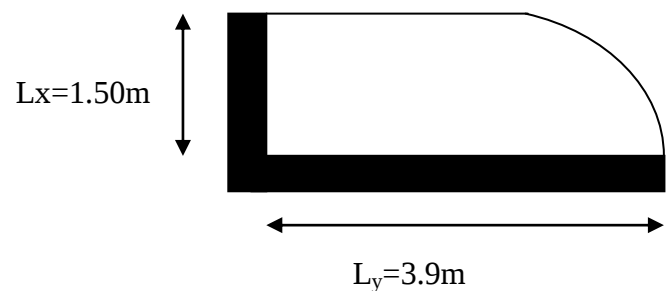


Figure III.6 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

À l'ELU:

$$M_{ox} = \frac{q_u * L_x^2}{8} = \frac{11.19 * 1.5^2}{8} = 3.15 \text{ KN.m}$$

À l'ELS:

$$M_{ox} = \frac{q_s * L_x^2}{8} = \frac{7.9 * 1.5^2}{8} = 2.22 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée:**

$$M^t = 0.85 * M_0$$

$$M^t = 2.68 \text{ KN.m}$$

➤ **En appui:**

$$M^a = -0.4 * M_0$$

$$M^a = -1.26 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_u * L_x}{2} = 8.39 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une section de $(1 * e) \text{ m}^2$

- Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.2cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 10mm \text{ alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 12 - (0.5 + 2) = 9.5cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 12 - (0.5 + 1.0 + 2) = 8.5cm$$

On opte : $d_x = 10cm$,

En travée :

Sens X-X:

$$M_x^t = 2.68KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0189 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0189 \leq \mu_l = 0.3916$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.024$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{tx}}{d_x(1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.78cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA8 = 2.01cm^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0089$$

$$\alpha = 0.011$$

$$Z = 0.1m$$

$$M_y^a = -1.26KN.m \Rightarrow A = 0.36cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Les vérifications :

1) l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.8 * 10^{-3} * \frac{3 - \rho}{2} * b * e$$

$$A_{\min} = 0.8 * 10^{-3} * \frac{3 - 0.33}{2} * 100 * 12 = 1.28cm^2$$

En travée :

$$A_x^t = 2.01cm^2 / ml > 1.28cm^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

$$A^a = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2 = 3\text{HA8}$$

➤ **Calcul des espacements (St) :**

Sens x-x: $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte $St = 20 \text{ cm}$.

L'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{8.39 \times 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.084 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2) **l'ELS :**✓ **Etat limite de compression du béton :****Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x-x	$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{adm} (MPa)$	observation
Travée	1.88	2.17	2189.04	1.86	15	Vérifiée
Appui	0.89	2.17	2189.04	0.88	15	Vérifiée

Tableau III.7: Contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

✓ **Etat limite de déformation :****Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Sens x x :

$$1) \quad \frac{h}{L} = 12/130 = 0.092$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.092 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.085$$

Condition vérifiée

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$3) \quad \frac{A_x^t}{b \times d} = 0.00201 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

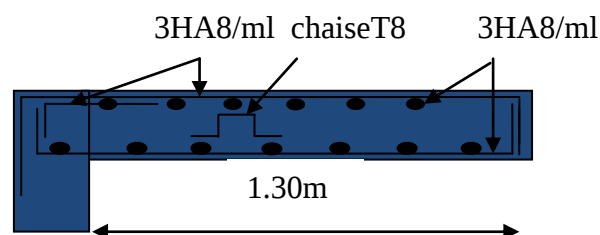
Schéma de ferrailage :

Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur deux appuis

III.2.2.2 Dalle sur 3 appuis (balcons) :**Méthode de calcul :**

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques Sollicitant la pièce comme suit :

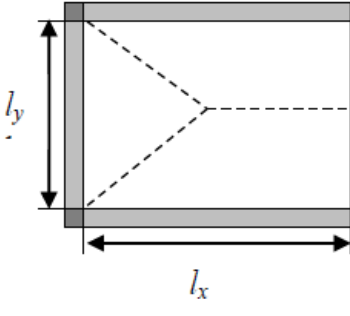
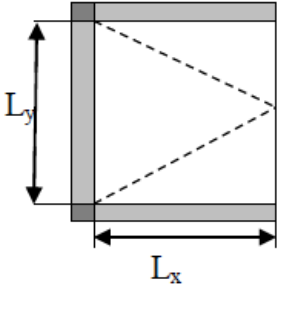
		$1^{er} \text{ si } l_x < \frac{l_y}{2}$	$2^{em} \text{ si } l_x \geq \frac{l_y}{2}$
vue en plan			
Moment	M_x	$(\frac{p \times l_y^2 \times l_x}{2}) - 2 \times \frac{p \times l_y^3}{3}$	$\frac{p \times l_y^3}{24}$
	M_y	$\frac{p \times l_x^3}{6}$	$\frac{p \times l_x^2}{8} \times (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{p \times l_x^3}{48}$

Tableau III.8: Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis.

Notation : on prend $\begin{cases} l_x : \text{la grande portée (uniquement pour les dalles sur 3 appuis)} \\ l_y : \text{La petite portée} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.9} = 0.38 < 0.4$$

Dans notre cas on a :

$$\text{On a : } L_x = 1.5 < \frac{L_y}{2} = 1.95m$$

Calcul du chargement :

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 4.4 + 3.5 = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{ox} = \frac{P * L_y^2 * L_x}{2} - \frac{2 * P * L_y^3}{3} = 23.92 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \frac{P * L_x^3}{6} = 6.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\text{En travée : } M^t = 0.85 * M_0 \Rightarrow M^t = 0.85 * 23.92 = 20.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M^a = -0.4 * M_0 \Rightarrow M^a = -0.4 * 23.92 = -9.57 \text{ KN.m}$$

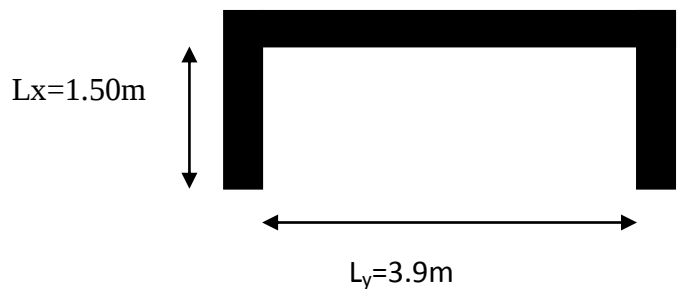


Figure III.8 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

Localisation	$Mo(KN.m)$		$Mt(KN.m)$		A_{cal} (cm^2/m_l)	A_{min} (cm^2/m_l)	$A_{opt}(cm^2/m_l)$	$S_t(cm)$
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens x	23.92	16.98	20.33	14.43	5.88	0.96	6HA12=6.79	17
Sensy	6.29	4.44	5.35	3.77	1.71	0.96	4HA8=2.01	25
En appui								
Sens x, y	23.92	16.98	-9.57	- 6.79	2.84	0.96	4HA10=3.14	25

Tab III.9 Calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis

Vérification diverse :**Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

a) A l'ELU :**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{11.19 \times 1.5}{3} = 5.6KN$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.056MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_l = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ et } V_{max} = 5.6KN \Rightarrow 6.79 \text{ cm}^2 \geq 0.161 \text{ cm}^2$$

b) A l'ELS :**Vérification des contraintes :**

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Localisation	M_{ser} ($KN.m$)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Appuis	-6.79	3164.71	2.63	5.64	15	Vérifiée
Travées (x)	14.43	5726.97	3.60	9.07	15	Vérifiée
Travées (y)	3.73	2189.07	2.17	3.7	15	Vérifiée

Tableau.III.10 Vérification des contraintes

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- 1). $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$, $\frac{h}{L} = \frac{0.12}{1.50} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625$*vérifier*
- 2). $\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10.Mo}$, $\frac{h}{L} = 0.08 < \frac{14.43}{10.16.98} = 0.085$*non vérifier*
- 3). $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$, $\frac{A}{b*d} = 0.00679 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ *vérifier*

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire la flèche

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3cm$$

$$y = 3.60cm$$

$$I = 5726,97cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 6.79cm^2$$

Evaluation des moments en travée :

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.KN / m^2$$

$$q_{gser} = 4.4KN / m^2$$

$$q_{pser} = (4.4 + 3.5) = 7.9KN / m^2$$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.63KN.m \\ M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.93KN.m \\ M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 1.67KN.m \end{cases}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel SOCOTEC :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.39mm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.51mm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.42mm < f_{adm} = 3mm$ vérifiée

Schéma de ferrailage :

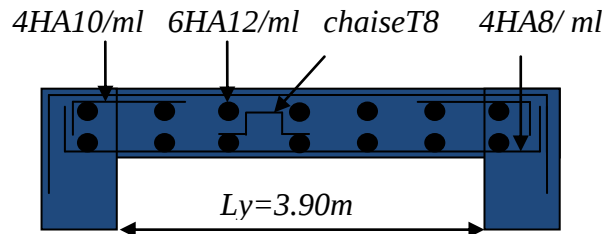


Figure III.9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur trois appuis

III.2.2.3 Dalle sur 4 appuis (panneau entourant la cage d'ascenseur) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.95} \Rightarrow \rho = 0.79 > 0.4$$

$\Rightarrow$ La dalle travaille selon les deux sens.

Calcul du chargement :

$$q_u = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 1.5 \Rightarrow q_u = 9.61 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.45 + 1.5 \Rightarrow q_s = 6.95 \text{ KN/m}$$

Calcul de M_0^x et M_0^y :

A L'ELU :

$$v=0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

Annexe IV

$$M_x^0 = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0573 \times 9.61 \times 3.9^2 \Rightarrow M_x^0 = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.5786 \times 8.37 \Rightarrow M_y^0 = 4.84 \text{ KN.m}$$

A L'ELS: $v=0.2$, $\mu_x=0.0634$, $\mu_y=0.6978$

$$M_x^0 = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0639 \times 6.95 \times 3.90^2 \Rightarrow M_x^0 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.6978 \times 6.75 \Rightarrow M_y^0 = 4.71 \text{ KN.}$$

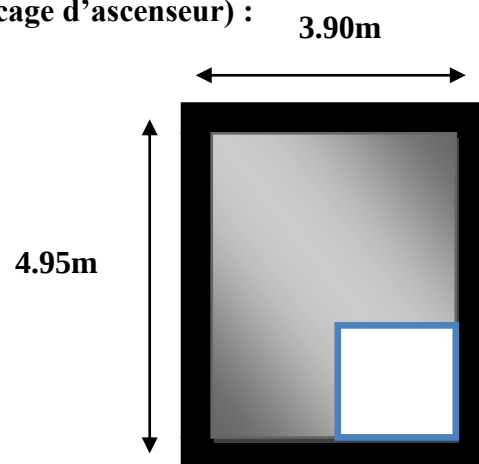


Figure III.10 : Schéma de la dalle entourant la cage d'ascenseur

✓ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$\text{A L'ELU: } M_x^t = 0.75 M_x^0 \Rightarrow M_x^t = 6.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y^0 \Rightarrow M_y^t = 3.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_x^t = 0.75 M_x^0 \Rightarrow M_x^t = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y^0 \Rightarrow M_y^t = 3.53 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\text{A L'ELU: } M_x^a = M_y^a = 0.5 M_x^o \Rightarrow M_x^a = M_y^a = -4.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_x^a = M_y^a = 0.5 M_x^o \Rightarrow M_x^a = M_y^a = -3.37 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :Le ferraillage se fait pour une section (1*e) m².

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis :

En travée							
	μ	α	$Z(m)$	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adopt} (cm ² /ml)	$St(cm)$
Sens x	0.044	0.057	0.097	1.84	1.06	4HA10=3.14	25
Sens y	0.027	0.032	0.099	1.06	0.96	4HA10=3.14	25
En appuis							
Sens x, y	0.029	0.037	0.098	1.22 ²	1.06	4HA10=3.14	25

Tableau III.11 Calcul du ferraillage de la dalle sur 3 appuis

La condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{tq : } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA feE400}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{9.61 \times 3.9}{2} \cdot \frac{4.95^4}{3.9^4 + 4.95^4} \Rightarrow V_u^x = 13.53 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u^x}{b \cdot d} = \frac{13.53}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_{bu} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \tau_{bu} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Vérification a L'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 10 = 0 \Rightarrow y = 2.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3165 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.06 \times 2.63}{3165} \cdot 10^3 = 4.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

En travée						
	Moment (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Sens x	5.06	2.63	3165	4.20	15	vérifiée
Sens y	3.53	2.63	3165	2.93	15	Vérifiée
En appuis						
Sens x, y	3.37	2.63	3165	2.80	15	Vérifiée

Tableau III.12 : vérification des contraintes

Vérification de la flèche :

On vérifie la flèche dans le sens principale Lx :

L'article B7.5 de BAEL donne les conditions à vérifier pour éviter les vérifications à la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80} L_x, \frac{M_t^x}{20M_0^x} L_x \right) \Rightarrow 12 \text{ cm} < 14.63 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifier} \\ A_t^x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \Rightarrow 3.14 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = 25 \times 0.12 \times 1 = 3 \text{ KN/m} \\ q_{gser} = 4.4 \times 1 = 4.4 \text{ KN/m} \\ q_{pser} = (4.4 + 3.5) \times 1 = 7.9 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	f_{ij} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	$\overline{f}$ (cm)	observation
4.27	6.27	11.25	0,18	0,47	1,34	0,88	1,57	0,78	Non vérifier

La condition n'est pas vérifiée $\Rightarrow$ on augmente la section du béton.

On opte pour h=15cm avec $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

$$\Delta f = 0.68 \text{ cm} < \overline{f} = 0.78 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

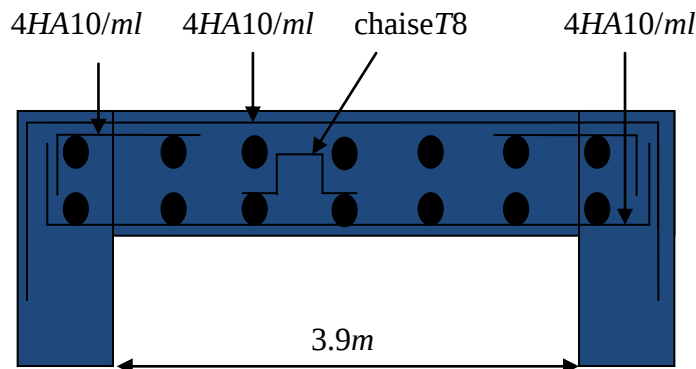


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine
Sur quatre appuis

III.3. Acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{acr}=0.075m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

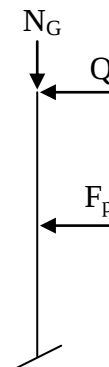


Figure III.12 : schéma statique d'un acrotère

III.3.1 Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1=25 \times 0,075 \times 1=1,875KN$

Poids d'enduit extérieur (ciment : $e=1.5cm$) : $G_2=20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1=0.18KN$.

Poids d'enduit intérieur (ciment : $e=2cm$) : $G_3=20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1=0.24KN$.

$$W_p=G_1+G_2+G_3=2.3KN$$

$$Q=1KN/m$$

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

RPA99 (Article 6.2.3)

F_p : La force sismique horizontale

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 :

$$F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.295=1,10KN$$

Le centre de gravité de la section est $G (X_G, Y_G)$

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 7.25cm \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 34.08cm \end{cases}$$

III.3.2 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.3KN$$

$$M_G = 0 KN.m$$

$$N_Q = 0 KN$$

$$M_Q = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m$$

$$N_{Fp} = 0 KN$$

$$M_{Fp} = 1.10 \times 0.34 = 0.37KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.3.3 Combinaisons d'actions :

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.3	3.1	2.3
M (KN.m)	0.97	0.81	0.60

Tableau III.13 : Combinaisons d'actions

III.3.4 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 3.1KN$$

$$M_u = 0.81KN.m$$

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

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.81}{3.1} = 0.26m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité 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 telle 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.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}, \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.20\text{m}$

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

Donc:

$$e_2 = (3 \times 1.2^2 \times 2) / (0.10 \times 10^4)$$

$$e_2 = 0.86\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 26 + 0.86 + 2 = 28.86 \approx 29\text{cm}$$

III.3.5 Ferrailage de la section:

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 3.1\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.1 \times 0.29 = 0.9\text{KN.m}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.993\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.011 \leq 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0138$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0796\text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.36\text{cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.27\text{cm}^2$$

$M_u = N_u \cdot e$	$M_{ud}(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_s (cm^2/ml)$
0.9	0.993	0.011	0.0138	0.0796	0.36	0.27

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 cm^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend : $4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 cm^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13 cm^2 / ml$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 cm^2$ soit $S_t = 30 cm$.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 cm^2$ soit $S_t = 20 cm$.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 1.1 + 1 = 2.1 KN$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.026 MPa .$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa.$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$ c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s$$

BAEL91 (Article J.II.2)

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 mm$$

$$\tau_s = \frac{2.1 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.29 MPa$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \text{c'est vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_a$$

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

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = \frac{0.6}{2.3} + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 0.29 \text{ m}$$

$$e_a > d \Rightarrow \text{C'est à l'extérieur de la section} \rightarrow |c| = |0.08 - 0.29| = 0.21 \text{ m}$$

$$|c| = 0.21 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

- **Calcul de y_c :**

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.21)^2 + \frac{(0.08 + 0.21) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.127 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.21)^3 - (0.08 + 0.21)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.017 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.127 y_c + 0.017 = 0$$

$$0 \leq y_{ser} = y_c + c \leq h_0 \rightarrow -c \leq y_c \leq h_0 - c$$

$$-0.21 \leq y_c \leq -0.11$$

$$y_c = -0.16 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = -0.16 + 0.21 = 0.05 \text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 4.438 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures :**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} * (d - y_{ser}) = 6.08 MPa$$

. On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 * f_e; 150 * \eta) = 240 MPa$$

$$\sigma_s = 39.86 MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

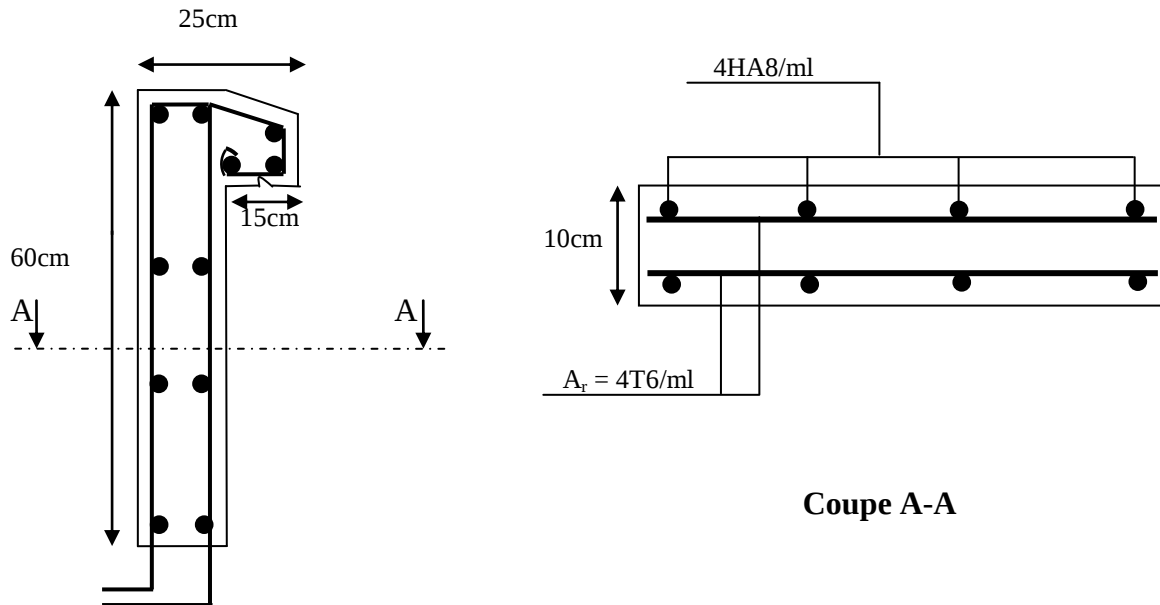
• **Schéma de ferrailage :**

Figure. III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4 Les Escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.4.1. Escalier à deux volées :

Les sollicitations de la volée :

$$e = 15 cm$$

$$G_v = 8.89 KN/m^2$$

$$Q_v = 2.50 KN/m^2$$

Les sollicitations du palier de repos :

$$e = 15 cm$$

$$G_p = 5.35 KN/m^2$$

$$Q_p = 2.50 KN/m^2$$

III.4.1.1 Calcul de chargement :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $q_s = G + Q$

	$q_{volée} (KN/m^2)$	$q_{palier} (KN/m^2)$
L'ELU	15.75	10.97
L'ELS	11.39	7.85

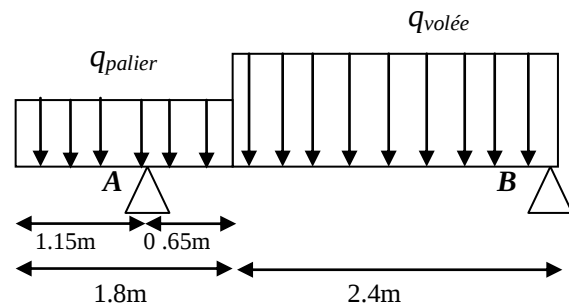


Figure III.14 Schémas statique de

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 15.75 \cdot 2.4 + 10.97 \cdot 1.8$$

$$R_A + R_B = 57.55 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-3.05R_A + (10.97 \cdot 1.8) \cdot (3.3) + (15.25 \cdot 2.4) \cdot (1.2) = 0$$

$$R_A = 35.76 \text{ KN.m}, R_B = 21.79 \text{ KN.m}$$

III.4.1.2. calcul des sollicitations:

A l'ELU :

- $0 \leq x \leq 1.15 \text{ m}$

$$T_y = q_{up} \cdot (x)$$

$$\begin{cases} T_y(0) = 0 \\ T_y(1.15) = 12.61 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

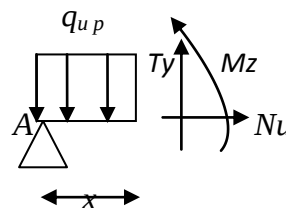
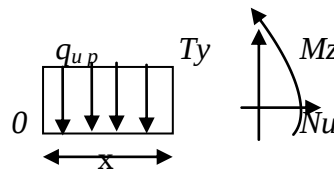
$$M_z = -q_{up} \cdot (x)^2 / 2$$

$$\begin{cases} M_z(0) = 0 \\ M_z(1.15) = -7.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$T_y = q_{up} \cdot (x) - R_A$$

$$\begin{cases} T_y(1.15) = -23.14 \text{ KN} \\ T_y(1.8) = -16.01 \text{ KN} \end{cases}$$



$$Mz = R_A * (x-1) - q_{up} * (x)^2 / 2$$

$$\begin{cases} Mz(1.15) = -1.89 \text{ KN.m} \\ Mz(1.8) = 10.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M^{max}(x=3.26\text{m}) = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 2.4\text{m}$$

$$T(y) = R_B - q_{uv} * x$$

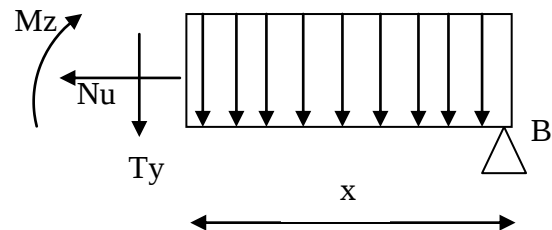
$$\begin{cases} Ty(0) = R_B = 20.03 \text{ KN} \\ Ty(2.4) = -16.57 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Mz = R_B * x - q_{uv} * x^2 / 2$$

$$\begin{cases} Mz(0) = 0 \\ Mz(2.4) = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M^{max}(x=1.38\text{m}) = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{max} = 22.53 \text{ KN.m}$$



En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis on aura :

$$\bullet \quad \text{Aux appuis : } Ma = -0.5 M_0 = -11.26 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad \text{En travée : } Mt = 0.85 M_0 = 19.15 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 35.76 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$R_A = 26.04 \text{ KN.m}$$

$$R_B = 15.43 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.15\text{m}$$

$$Ty = q_{sp} * (x)$$

$$\begin{cases} Ty(0) = 0 \\ Ty(1.15) = 9.03 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$Mz = -q_{sp} * (x)^2 / 2$$

$$\begin{cases} Mz(0) = 0 \\ Mz(1.15) = -5.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 1.15 \leq x \leq 1.8m$$

$$T_y = q_{sp} * (x) - R_A$$

$$\begin{cases} T_y(1.15) = -17.01KN \\ T_y(1.8) = -11.91KN \end{cases}$$

$$M_z = R_A * (x-1) - q_{sp} * (x)^2 / 2$$

$$\begin{cases} M_z(1.15) = -1.28KN.m \\ M_z(1.8) = 8.11KN.m \end{cases} \quad \rightarrow M^{max}(x=3.32m) = 17.15KN.m$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 2.4m$$

$$T(y) = R_B - q_{sv} * x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = 15.43KN \\ T_y(2.4) = -11.91KN \end{cases}$$

$$M_z = R_B * x - q_{sv} * x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M_z(0) = 0 \\ M_z(2.4) = 4.23KN.m \end{cases} \quad \rightarrow M^{max}(x=1.35m) = 10.45KN.m$$

$$M_0^{max} = 17.15KN.m$$

$$\bullet \quad \text{Aux appuis : } M_a = -0.5 M_0 = -8.58KN.m.$$

$$\bullet \quad \text{En travées : } M_t = 0.85 M_0 = 14.58KN.m$$

III.4.1.3 calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : En travée: $M_t = 19.15KN.m$

En appuis: $M_a = -11.26KN.m$

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 13 \text{ cm.}$

$h = 15 \text{ cm}$

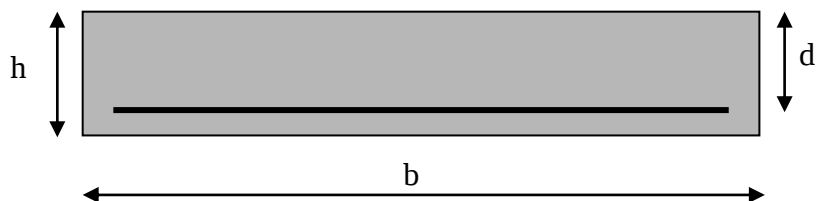


Figure III.15 : Section à ferrailier

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	19.15	0.0797	0.104	0.125	4.4	4T12=4.52
En appuis	11.26	0.0469	0.058	0.127	2.55	4T10=3.14

Tableau III. 14 : Résumé des résultats de ferrailage.

III.4.1.4 Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1,0.13.2,1/400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,275 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (35,76 \times 10^{-3} - \frac{11,26 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = -1,74 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad S_l = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \quad S_t = 30 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**• **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$y = 3.58 \text{ cm}$$

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

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.58 \times 10^{-3}}{7545.75 \times 10^{-8}} \times 0.0358 = 6.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.91 < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

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

$$I = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.58 \times 10^3}{5608.74} \times 3.06 = 4.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.68 < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{At}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad (3)$$

$$(1) : 0.049 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$(2) : 0.049 < 0.085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$(3) : 0.0034 < 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$y = 3.37 \text{ cm}, I = 7545.75 \text{ cm}^4,$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 4.45 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 8.89 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = (8.89 + 2.5) = 11.39 \text{ KN / m}^2$$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.88 \text{ KN.m} \\ M_{jser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 7.75 \text{ KN.m} \\ M_{jser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 9.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel SOCOTEC :

La flèche due aux charges permanentes 2.32 mm

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 3.12 \text{ mm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 2.82 \text{ mm} < f_{adm} = 6.18 \text{ mm}$ condition vérifiée

III.4.1.5. Schéma de ferrailage

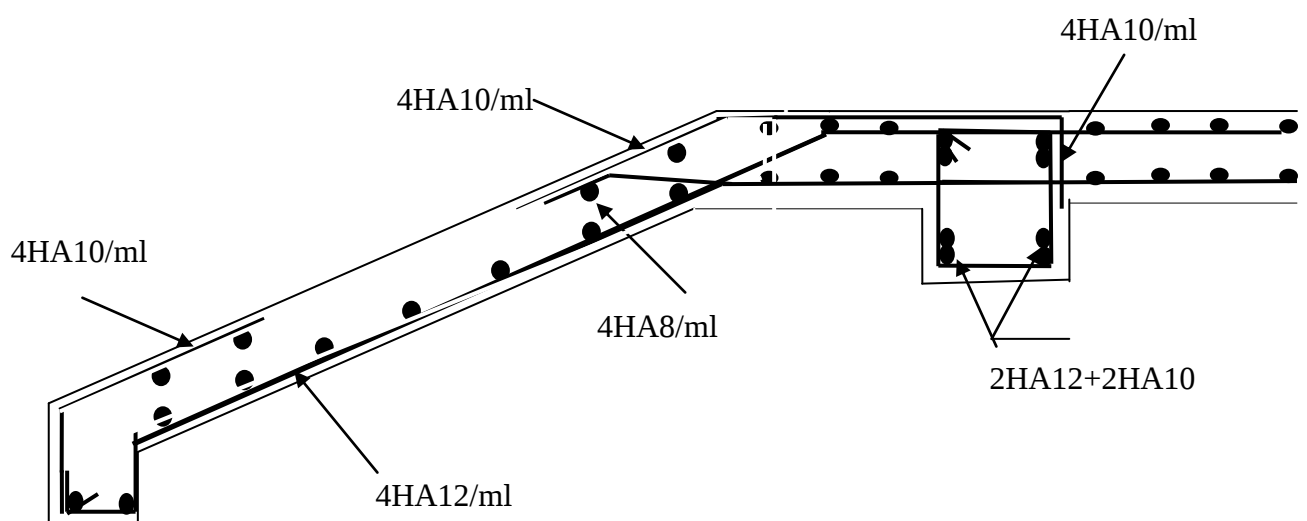


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.2 Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

$$l=4m$$

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 26.67cm \leq h \leq 40 cm.$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h=35cm \\ b=30cm \end{cases}$$

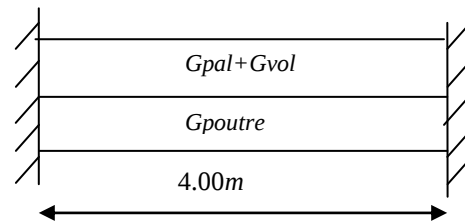


Figure III.17 Schéma statique de la poutre palière

Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

b-) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ **Poids propre de la poutre :** $Gp = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par l'escalier c'est la réaction d'appui au point A

➤ **Réaction:** à L'ELU: $R_A = 35.76 \text{ KN/m}$.

à L'ELS: $R_A = 26.04 \text{ KN/m}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u (\text{ELU}) = 35.76 + 1.35 \times 2.625 = 39.30 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u (\text{ELS}) = 26.04 + 2.625 = 28.67 \text{ KN/ml}$$

-Schéma statique:

La poutre est supposée encastree entre deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{39.3 \times 4^2}{24} = 26.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{28.67 \times 4^2}{24} = 19.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{39.3 \times 4^2}{12} = 52.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{28.67 \times 4^2}{12} = 38.23 \text{ KN.m}$$

-Ferrailage :

$$M_t = 0.75 \times 26.2 = 19.65 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times 52.4 = 26.20 \text{ KN.m}$$

	$M_u(KN.m)$	$d(m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A (cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$
Travée	19.65	0.315	0.046	0.059	0.308	1.83	1.14	2HA12=2.26
Appui	26.20	0.315	0.062	0.080	0.305	2.47	1.14	2HA12=2.26

Tableau III.15 : Résultat de ferrailage de la poutre palière

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times 2.1}{400} = 1.14 cm^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{min} < A_{adoptée}$)

➤ Effort tranchant :

$$➤ V_{u_{max}} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{39.3 \times 4}{2} = 78.6 KN$$

$$\tau_u = \frac{78.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.83 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.23 f_{c28}; 4 MPa) = 5.75 MPa$$

$$\tau_u = 0.83 MPa < \overline{\tau_u} = 5.75 MPa \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

-Armatures transversales :

On fixe $S_t = 10 cm$

$$A_t = b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.1 \times (0.83 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400 = 0.19 cm^2$$

-Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0.0875 \geq 0.0625 \quad \text{vérifier}$$

$$2-) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0875 \geq \frac{18.28}{10 \times 24.37} = 0.075 \quad \text{vérifier}$$

$$3-) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.83 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.315} = 0.004 \leq 0.0105 \quad \text{vérifier}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche.

c-) Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

$$\text{Donc } M_t = 11.26 KN.m$$

-Contrainte de cisaillement ultime de torsion :

$$\tau_u = \frac{M_a}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.26 \times 10^{-3}}{2 \times 705.04 \times 10^{-4} \times 5.83 \times 10^{-2}} = 1.37 \text{ Mpa}$$

Ω : air du contour tracé a mi hauteur

e : épaisseur de la parois

$$e = \phi / 6 = h / 6 = 5.83 \text{ cm}$$

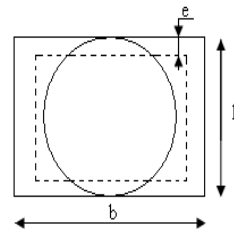


Figure III.18 : Section creuse équivalente

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ Donc c'est vérifié.}$$

-Ferraillage :

La section d'armature longitudinal et transversale est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

-Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{11.26 \times 10^{-3} \times 1.067 \times 1.15}{2 \times 400 \times 705.04 \times 10^{-4}} = 2.45 \text{ cm}^2$$

μ : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé a mi hauteur

e : épaisseur de la parois

A_L : section d'acier

$$\text{Avec : } \mu = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 106.7 \text{ cm}$$

-Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.26 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 705.04 \times 10^{-4} \times 400} = 0.23 \text{ cm}^2$$

-Ferraillage final de la poutre palière :

$$\text{-En travée : } A_t = 2.45 + 0.23 = 2.68 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } A_t = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{-En appui : } A_a = 2.45 + 0.23 = 2.68 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } A_a = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3.83 \text{ cm}^2$$

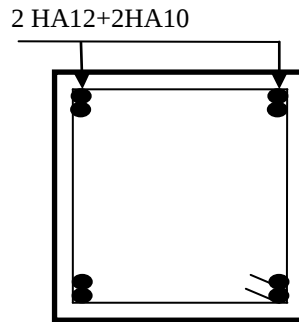
Schéma de ferrailage :

Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de l'ascenseur :**III.5.1.Définition :**

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

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

III. 5. 2. Ascenseur pour 8 personnes : [Annexe III]

Pour notre projet on opte un ascenseur de 08 personnes ayant les caractéristiques suivant :

- Longueur : 165cm
- Largeur : 165cm
- Hauteur : 220cm
- $V=1.0m/s$
- $P_m = 15KN$ (charge due à la salle machine)
- $D_m = 82KN$ (charge due au poids propre de l'ascenseur)
- $F_c = 102KN$ (charge due à la rupture du câble)
- $B_s * T_s = 180 * 210$
- Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN
- $P = 15 + 82 = 97KN$.

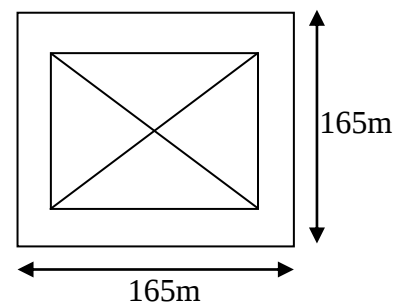


Figure III.20 : Cage de l'ascenseur

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle $e = 20cm$.

III.5.3. Dalle sous charge concentrée :

On a : $P = 97 \text{ KN}$.

$h_0 = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5 \text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 165 \text{ m}$.

b_0 et V dimensions // $l_y = 165 \text{ m}$

U et V les cotés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement

l_x et l_y : les dimensions du panneau de dalle.

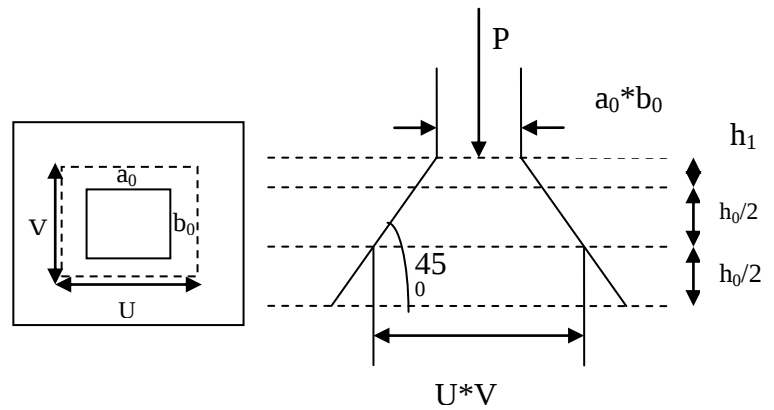


Figure III.21 : Dalle sous charge concentrée

Avec:
$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases} \quad \text{Pour } V = 1 \text{ m/s} \rightarrow (a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}^2)$$

Et ξ : Coefficient dépend du revêtement.

$\xi = 1$ (Revêtement en béton).

$$U = 80 + 20 + 2 \cdot 5 = 110 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \cdot 5 = 110 \text{ cm.}$$

III.5.3.1 Calcul à l'ELU :**III.5.3. 1. 1 Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

$$\nu : \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU.} \\ 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On a } \rho = \frac{165}{165} = 1, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110}{165} = 0.67, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110}{165} = 0,67$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0,0676 \\ M_2 = 0,0676 \end{cases} \dots\dots\dots \text{[Annexe V]}$$

$$Pu = 1,35 \cdot 97 = 130.95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 130.95 \cdot 0,0676 = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 130.95 \cdot 0,0676 = 8.85 \text{ KN.m}$$

III.5.3.1.2 Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0368 \quad , \quad \mu_y = 1 \quad \dots\dots\dots [\text{Annexe IV}]$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = 25 \cdot 0,2 + 22 \cdot 0,05 = 6,1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = 9.74 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0.0368 \cdot 9.74 \cdot (1.65)^2 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \cdot 0.98 = 0.98 \text{ KN.m}$$

III.5.3. 1.3 Superposition des moments :

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.83 \text{ KN.m}$$

N.B : Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles.

Les moments en travées et en appuis sont :

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 9.83 = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 9.83 = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 9.83 = 2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \cdot M_y = 0,3 \cdot 9.83 = 2.95 \text{ KN.m}$$

III.5.3. 1.4 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section de 1m de largeur et de 20cm de hauteur sollicitée à la flexion simple..... [Annexe VI]

En travée

$$M_x^t = M_y^t = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_x^t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} ; z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) ; A = M_x^t / z \cdot f_{st}$$

$$b = 1m; d = 0.18m; f_{bu} = 14.2MPa; \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 0.023$$

$$z = 0.178m, \quad A_x^t = A_x^t = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour : } 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = 2.95KN.m, \quad A_x^a = A_y^a = 0.47\text{cm}^2 \quad \text{on opte pour : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

III.5.3.1.5 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h_0 = 20cm > 12cm$$

$$\rho = 1 > 0.4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) * b * h_0. \quad \text{BAEL91 (Art B.7.4)}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 0.8\%, \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 * \left(\frac{3-1}{2} \right) * 1 * 0.2 = 1.6\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0.0008 * 1 * 0.2 = 1.6\text{cm}^2$$

$$A_x^t = 3.14\text{cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_y^t = 3.14\text{cm}^2 > 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$\text{On doit vérifier : } Pu \leq 0.045 * Uc * h * f_{c28} / \gamma_b. \quad \text{C.B.A93 (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

Uc = périmètre du rectangle d'impact.

$$Uc = 2 (U + V) = 2 (2 * 110) = 440cm$$

$$0.045 * 4.4 * 0.2 * 25 / 1.5 = 660KN$$

$$\text{Or : } Pu = 1.35 * P = 1.35 * 97 = 130.95 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$$

$$\phi_{\max} = 10mm < 20mm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Les espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (3h; 33cm) = 33 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (2h; 25cm) = 25 \text{ cm} \end{array} \right\}. \quad \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 25 \text{ cm et } S_y^t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d} < \bar{\tau} = 0.05f_{c28}$$

$$\text{On a : } \tau = \frac{130.95.10^{-3}}{4.4 * 0.18} = 0.165 \text{ MPa} < 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III.5.3.1.6 Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$P_s = 97 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97 (0.0676 + 0.2 * 0.0676) = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97 (0.0676 * 0.2 + 0.0676) = 7.87 \text{ KN.m}$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$$\text{On a : } q_s = Q + G = 1 + 6.1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0441; \mu_y = 0.1$$

$$M_{x2} = 0.0441 * 7.1 * (1.65)^2 = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.1 * 0.85 = 0.085 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées et en appuis :**

$$M_x^t = 0.85 (8.72) = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 (7.96) = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0.3 * M_x = 2.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 * M_y = 2.39 \text{ KN.m}$$

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

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

Sens x-x :

$$\text{En travée : } M_x^t = 7.41 \text{ KN.m; } A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,68 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11319.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.41 * 10^{-3}}{11319.64 * 10^{-8}} * 3.68 * 10^{-2} = 2.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

En appui : $M_x^a = 2.62 \text{ KN.m}$, $A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$, $y = 3 \text{ cm}$, $I = 7683.75 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures:** *BAEL91 (Art B. 7. 3)*

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer

- **Etat limite de déformation :** *BAEL91 (Art. B. 7. 5)*

$$1. \quad \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Leftrightarrow 0.121 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0065 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.4 Dalle sous charge répartie :

On a $P = Fc = 102 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a :

$$Pu = 1.35 * 102 = 137,7 \text{ KN} ; G = 6.1 + 102 / (1.65 * 1.65) = 43.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 60.56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = 137.7 (0,0676) = 9.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 137,7 (0,0676) = 9.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 7.27 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 16.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 14.08 \text{ KN.m} ; M_y^t = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 4.97 \text{ KN.m} ; M_y^a = 3.01 \text{ KN.m}$$

III.5.4.1 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple.

Avec : $d = 18\text{cm}$

	$M_t (\text{KN.m})$	$A_{cal}^t (\text{cm}^2)$	$A_{adopt}^t (\text{cm}^2)$	$M_a (\text{KN.m})$	$A_{cal}^a (\text{cm}^2)$	$A_{adopt}^a (\text{cm}^2)$
Sens X-X	14.08	2.29	4HA10=3.14	4.97	0.8	4HA8=2.01
Sens Y-Y	8.53	1.38	4HA10=3.14	3.01	0.48	4HA8=2.01

Tableau III.16: Résultat du ferrailage

III.5.4.2 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_x^t = 2.51\text{cm}^2 > 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_y^t = 2.51\text{cm}^2 > 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < 20\text{mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **les espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_y^t &\leq \min (4h; 45\text{cm}) = 45\text{ cm} \\ S_x^t &\leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{aligned} \right\}$$

BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)

$$\text{Soit : } S_x^t = S_y^t = 20\text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\text{On vérifie que : } \tau_U = \frac{V^{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28}$$

$$V_x^{\max} = \frac{q_U * l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 50.63\text{KN} \quad \text{Avec : } \rho = 1$$

$$V_y^{\max} = \frac{q_U * l_x}{3} = 33.31\text{KN}$$

$$\tau_{Ux} = \frac{50.63 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.28\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.5.4.3 Vérification à l'ELS :**• Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$P_s = 102KN$$

$$M_{x1} = 102 (0.0676 + 0.2 * 0.0676) = 8.27KN.m$$

$$M_{y1} = 102 (0.0676 + 0.2 * 0.0676) = 8.27KN.m$$

• Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} due au poids propre de la dalle :

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 6.1 = 7.1KN/m^2$$

$$\rho = 1, \mu_x = 0.0441, \mu_y = 0.1 \dots\dots\dots [\text{Annexe IV}]$$

$$M_{x2} = 0,0441 * 7.1 * (1,65)^2 = 0.85KN.m$$

$$M_{y2} = 0,1 * 0.85 = 0,085KN.m$$

✓ Les moments en travées et en appuis :

$$M_x^t = 0,85 (8.27 + 0.85) = 7.75KN.m$$

$$M_y^t = 0,85 (8.27 + 0.085) = 7.75KN.m$$

$$M_x^a = 0,3 * M_x = 2.74KN.m$$

$$M_y^a = 0,3 * M_y = 2.74KN.m$$

✓ Etat limite de compression du béton :

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

En travée :

$$M_x^t = 7.75KN.m; A_x^t = 2.01cm^2; b = 97cm; d = 18cm$$

$$\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7656cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.75 * 10^{-3}}{7656 * 10^{-8}} * 3.05 * 10^{-2} = 3.09MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.09MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

En appui

$$M_x^a = 2.74KN.m, A_x^a = 2.01cm^2, y = 3.05KN.m, I = 7656cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.09MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque la fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Leftrightarrow 0.1212 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0011 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

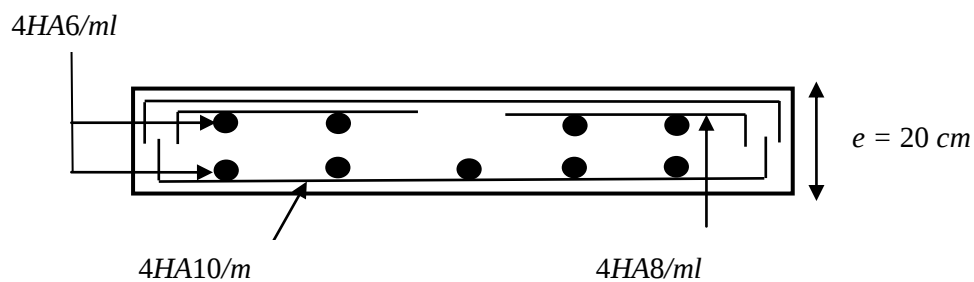
Schéma de ferrailage :

Figure III.22: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique, le nombre de victimes des séismes ne cesse de croître. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude de comportement des structures sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire. D'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamique d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet de séisme.

IV.2. Méthode de calcul :

Le règlement parasismique Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par l'accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :**➤ Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions.

➤ Condition d'application :

Selon le (**RPA99/version2003**) la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- b) Bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé en (a), les conditions complémentaire suivantes :

Pour la zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Dans notre structure ces conditions ne sont pas tous satisfaites, alors cette méthode n'est pas applicable.

Notre structure dépasse les 30m de longueur d'où la nécessité d'un joint sismique selon les règles de conception parasismiques à savoir : CBA93-Article B.5.1 ce qui nous permet d'étudier une seule partie suite à la symétrie de la structure.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4.1)}$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone ;** Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage :

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de :

Dans notre cas : Groupe d'usage 2

$$\text{Zone IIa} \quad \Rightarrow \quad A = 0.15 \quad \text{RPA99.V2003 (Tableau 4.1)}$$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure,** il est fonction du système de contreventement.

RPA99.V2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✚ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✚ La régularité en plan et en élévation.
- ✚ La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Critère q	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/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 d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

• **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-2)}$$

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

D'après le rapport de sol la structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99.V2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4.3)}$$

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

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.2 Les valeurs de $\zeta(\%)$

RPA99.V2003 (Tableau 4.2)

On a un contreventement mixte : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82$$

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

$$T = \min \begin{cases} T_C = C_T h_N^{3/4} \\ T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{X,Y}}} \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003(Art.4.2.4)}$$

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

$$h_N = 35.02m$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20.05m, \quad L_y = 16.65m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.703s \\ T_y = 0.78s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.703s > T_2 = 0.5$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.72s > T_2 = 0.5$$

- **Calcul de D :**

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.703} \right)^{2/3} = 1.63 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.72} \right)^{2/3} = 1.6 \end{cases}$$

$$\Rightarrow W = 34267.863 \text{KN} \quad (\text{donnée par le logiciel SAP2000})$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{SX} = 1.3 \times 0.703 = 0.914s \\ T_{SY} = 1.3 \times 0.72 = 0.936s \end{cases}$$

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

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 34267.863 = 2010.84 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.60 \times 1.2}{5} \times 34267.863 = 1973.83 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Principe :

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 le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-13)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le logiciel **SAP 2000**.

Le spectre de réponse donnée par le logiciel (spectre).

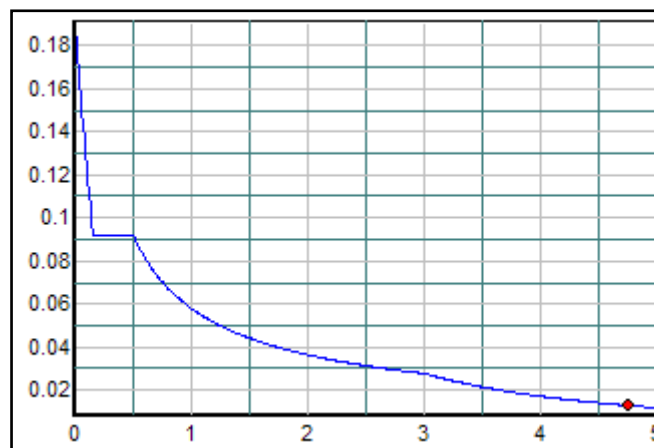


Figure IV.1 : Spectre de calcul

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1- D'après l'article 3.4.4 :

- les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2- D'après l'article 4.2.4 : les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3- D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.1. Disposition des voiles:

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition a répondu favorablement aux conditions du **RPA99.V2003**.

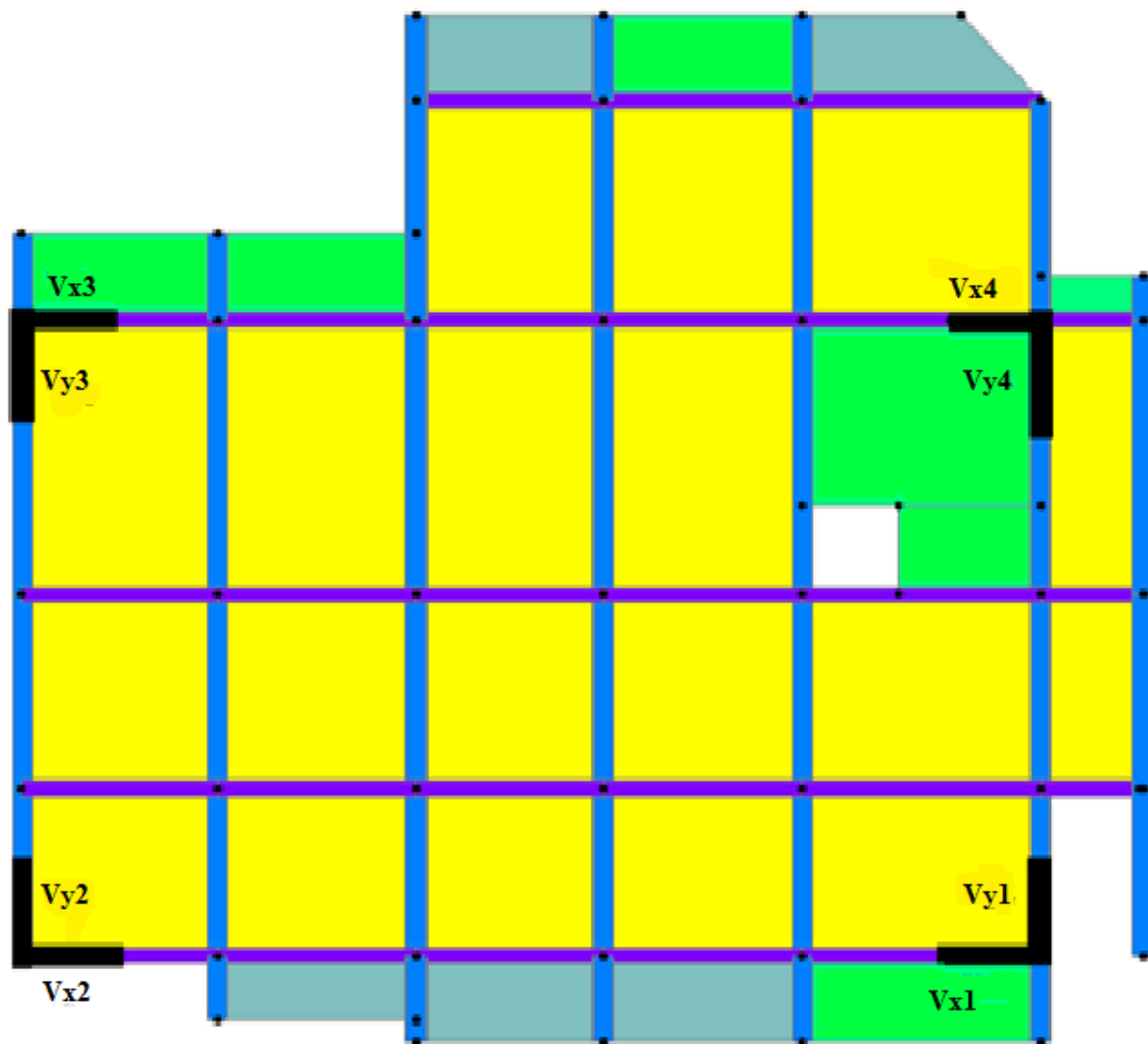


Figure. IV.2 : Disposition des voiles

❖ Résultats obtenus :

a) Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode1	0,910626	0,75726	0,00007172	0,75726	0,0000717
Mode2	0,887052	0,00005007	0,74777	0,75731	0,74784
Mode3	0,713589	0,00619	0,00132	0,7635	0,74917
Mode4	0,421595	4,381E-08	0,0002	0,7635	0,74937
Mode5	0,41138	2,417E-07	0,00002927	0,7635	0,7494
Mode6	0,411104	8,739E-07	0,00006435	0,7635	0,74946
Mode7	0,410914	6,75E-08	0,00007561	0,7635	0,74954
Mode8	0,410743	6,082E-07	0,00007824	0,7635	0,74962

Mode9	0,410484	0,000001392	0,00002231	0,76351	0,74964
Mode10	0,410382	0,000001571	0,00018	0,76351	0,74982
Mode11	0,410345	0,00005429	0,000002774	0,76356	0,74983
Mode12	0,391372	1,332E-07	0,00017	0,76356	0,75
Mode13	0,29205	0,10285	0,00023	0,86641	0,75024
Mode14	0,278243	0,00035	0,11232	0,86676	0,86256
Mode15	0,257123	0,00003356	0,00021	0,86679	0,86277
Mode16	0,247611	0,00018	0,00067	0,86697	0,86344
Mode17	0,246592	0,00002708	0,000005387	0,867	0,86344
Mode18	0,246488	9,378E-07	6,687E-08	0,867	0,86344
Mode19	0,246468	3,599E-07	0,000000089	0,867	0,86344
Mode20	0,246463	1,609E-07	2,041E-08	0,867	0,86344
Mode21	0,246459	1,576E-07	1,372E-08	0,867	0,86344
Mode22	0,24575	0,00006348	0,00002267	0,86707	0,86347
Mode23	0,231095	0,00011	0,000003556	0,86717	0,86347
Mode24	0,218448	0,00104	0,000005219	0,86821	0,86347
Mode25	0,163863	3,062E-08	0,0002	0,86821	0,86367
Mode26	0,159796	0,00001968	0,00055	0,86823	0,86423
Mode27	0,159474	3,887E-07	0,000006115	0,86823	0,86423
Mode28	0,159458	4,431E-07	0,000002244	0,86823	0,86424
Mode29	0,159438	0,00001328	8,019E-07	0,86825	0,86424
Mode30	0,159434	0,00001647	0,000004016	0,86826	0,86424
Mode31	0,159422	0,000001058	0,000003167	0,86826	0,86424
Mode32	0,159077	0,000001897	0,0001	0,86827	0,86435
Mode33	0,151765	0,0352	0,000001274	0,90347	0,86435
Mode34	0,14174	0,000001554	0,0268	0,90347	0,89115
Mode35	0,139715	0,00001093	0,01065	0,90348	0,9018

Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures suivantes :

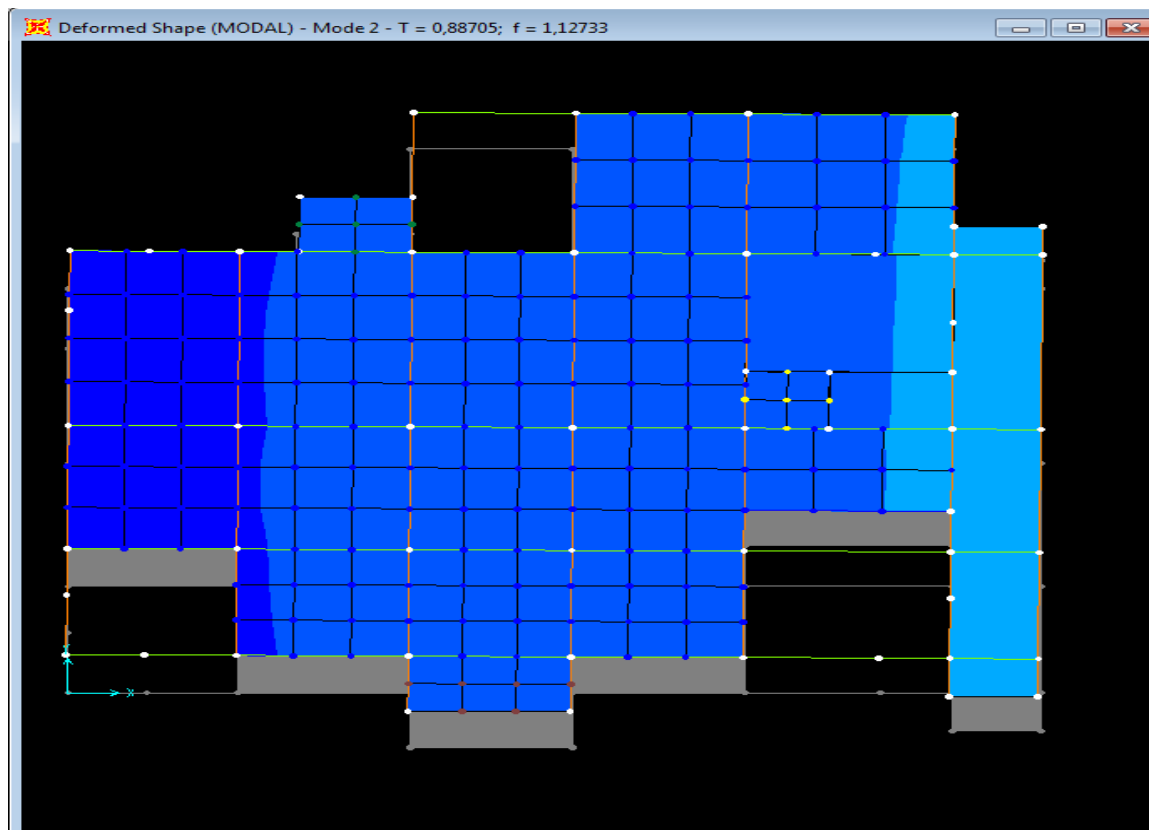


Figure. IV.3. :1^{er} mode (translation suivant Y.

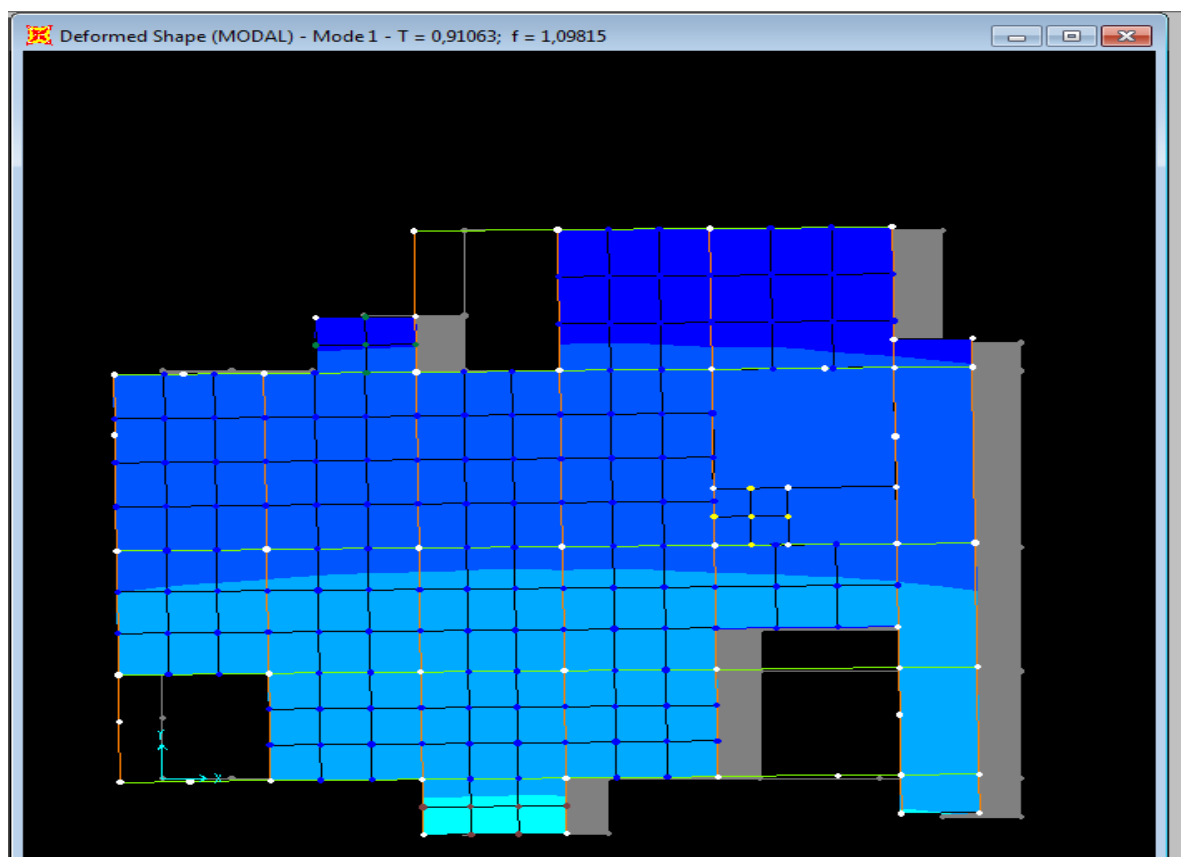


Figure. IV.4 : 2^{ème} mode (translation suivant X.

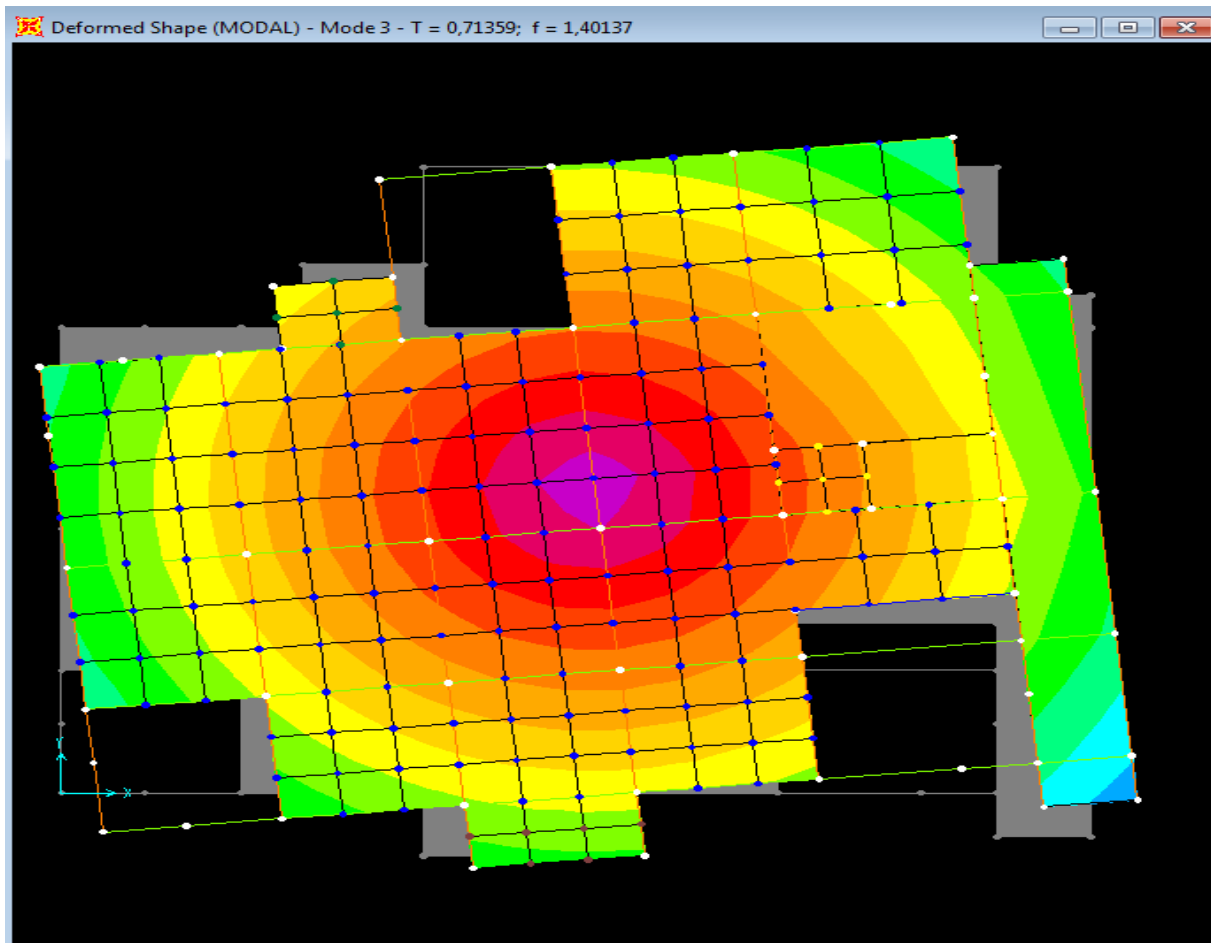


Figure. IV.5 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z.

Analyse des résultats :

On constate que la période de vibration est inférieure à celle calculé par les formules empiriques du **RPA 99.V2003** majorée de 30%.

$$\begin{cases} T = 0.91s < T_{Sx} = 0.914s \\ T = 0.887s < T_{Sy} = 0.936s \end{cases}$$

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

❖ Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus a partir de notre model sont :

Niveaux	Charges reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
E.S	33709.632	6120,808	84,63284	15,36716
RDC	29624,169	5452,268	84,45604	15,54396
1 ^{ère} étage	23897,346	4928,698	82,90193	17,09807
2 ^{ème} étage	23227,176	4190,09	84,71733	15,28267
3 ^{ème} étage	20160,663	3670,369	84,59836	15,40164
4 ^{ème} étage	17054,344	3190,455	84,24062	15,75938
5 ^{ème} étage	13468,261	2763,08	82,97688	17,02312
6 ^{ème} étage	10958,546	2230,064	83,09099	16,90901
7 ^{ème} étage	8059,977	1658,679	82,93304	17,06696
8 ^{ème} étage	5104,574	1068,977	82,68457	17,31543
9 ^{ème} étage	2384,496	505,792	82,50029	17,49971

Tableau IV.4 : Vérification sous charges verticales

• **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

❖ **Sous charges horizontale :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprise par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprise par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontale obtenus a partir de notre model sont :

Niveaux	Charges reprise				Pourcentage reprise			
	Portique		Voile		Portique %		Voile %	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E.S	1022,876	863,337	951,8	1115,446	51,79969	43,6297	48,20031	56,3703
RDC	1003,922	815,845	955,07	1148,643	51,24687	41,52965	48,75313	58,47035
1 ^{ère} étage	1209,678	1010,391	639,463	808,151	65,41838	55,5605	34,58162	44,4395
2 ^{ème} étage	1276,616	1134,653	529,208	686,115	70,69438	62,31727	29,30562	37,68273
3 ^{ème} étage	1219,754	1106,673	451,158	584,341	72,9993	65,44434	27,0007	34,55566
4 ^{ème} étage	1164,29	1073,612	335,595	450,078	77,62528	70,46131	22,37472	29,53869
5 ^{ème} étage	843,407	752,535	426,469	516,762	66,41648	59,28754	33,58352	40,71246
6 ^{ème} étage	788,282	738,466	282,343	357,122	73,62821	67,40362	26,37179	32,59638
7 ^{ème} étage	658,132	630,251	157,193	207,214	80,7202	75,257	19,2798	24,743
8 ^{ème} étage	389,65	389,867	148,757	164,861	72,3709	70,28075	27,6291	29,71925
9 ^{ème} étage	344,509	371,445	94,663	113,438	78,44512	76,60508	21,55488	23,39492

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontale.

- **Analyse des résultats :**

L'interaction portique -voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages dans les deux sens.

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99.V2003 (Art7.1.3.3)}$$

Tel que :

N_d : L'effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **SAP 2000**.

B_c : L'aire du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	B_c (cm)	N_d (KN)	ν	Remarque
E.sol, RDC, Etage 1	55*55	2148,36	0,284	Vérifié
Etage 2, 3 et 4	50*50	1393,36	0,223	Vérifié
Etage 5, 6 et 7	45*45	886,04	0,175	Vérifié
Etage 8 et 9	40*40	427,75	0,107	Vérifié

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99.V2003** 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} .

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	2022.057	2010.84	1608.67	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	2035.661	1973,83	1579.06	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

- **Analyse des résultats :**

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0,8$ Donc les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) ne seront pas majorés.

V_{dy} : effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par **SAP 2000**.

IV.4.4 Justification vis à vis des déformations :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$$\delta K = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4.19)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4.20)}$$

$$\text{Avec : } \Delta K < 1\% h_K \quad \text{RPA99.V2003 (Art .5.10)}$$

h_K : La hauteur d'étage

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x					
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta K(m)$	$h_K(m)$	$\Delta K/h_K$
E.S	0,0009	0,0045	0	0,0045	3,06	0,00147
RDC	0,0035	0,0175	0,0045	0,013	4,08	0,00319
1 ^{ère} étage	0,0061	0,0305	0,0175	0,013	3,4	0,00382
2 ^{ème} étage	0,0084	0,042	0,0305	0,0115	3,06	0,00376
3 ^{ème} étage	0,0105	0,0525	0,042	0,0105	3,06	0,00343
4 ^{ème} étage	0,0126	0,063	0,0525	0,0105	3,06	0,00343
5 ^{ème} étage	0,0145	0,0725	0,063	0,0095	3,06	0,00310
6 ^{ème} étage	0,0162	0,081	0,0725	0,0085	3,06	0,00278
7 ^{ème} étage	0,0177	0,0885	0,081	0,0075	3,06	0,00245
8 ^{ème} étage	0,0189	0,0945	0,0885	0,006	3,06	0,00196
9 ^{ème} étage	0,0199	0,0995	0,0945	0,005	3,06	0,00163

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements sens x-x

Niveau	Sens y-y					
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta K(m)$	$h_K(m)$	$\Delta K/h_K$
E.S	0,0008	0,004	0	0,004	3,06	0,00131
RDC	0,0032	0,016	0,004	0,012	4,08	0,00294
1 ^{ère} étage	0,0057	0,0285	0,016	0,0125	3,4	0,00368
2 ^{ème} étage	0,008	0,04	0,0285	0,0115	3,06	0,00376
3 ^{ème} étage	0,0102	0,051	0,04	0,011	3,06	0,00359
4 ^{ème} étage	0,0124	0,062	0,051	0,011	3,06	0,00359
5 ^{ème} étage	0,0144	0,072	0,062	0,01	3,06	0,00327
6 ^{ème} étage	0,0162	0,081	0,072	0,009	3,06	0,00294
7 ^{ème} étage	0,0178	0,089	0,081	0,008	3,06	0,00261
8 ^{ème} étage	0,0191	0,0955	0,089	0,0065	3,06	0,00212
9 ^{ème} étage	0,0202	0,101	0,0955	0,0055	3,06	0,00180

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements sens y-y

• **Analyse des résultats :**

D'après les deux tableaux ci-dessous nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur.

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

RPA99.V2003 (Art 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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

RPA99.V2003 (Formule 5.6)

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

Avec : $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi})$

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 $1 / (1 - qK)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h_K (cm)	$p_K(KN)$	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_K (cm)	$V_K(KN)$	$\theta_K(\%)$	Δ_K (cm)	$V_K(KN)$	$\theta_K(\%)$
E.S	3,06	34267,86	0,0045	2022,392	0,02492	0,004	2035,989	0,02200
RDC	4,08	30633,94	0,013	2000,083	0,04880	0,012	2014,205	0,04473
1 ^{ère} étage	3,4	25298,57	0,013	1873,713	0,05162	0,0125	1849,571	0,05029
2 ^{ème} étage	3,06	24087,32	0,0115	1814,705	0,04988	0,0115	1833,03	0,04939
3 ^{ème} étage	3,06	20955,83	0,0105	1675,969	0,04290	0,011	1697,428	0,04438
4 ^{ème} étage	3,06	17824,35	0,0105	1513,923	0,04040	0,011	1537,918	0,04166
5 ^{ème} étage	3,06	14310,49	0,0095	1299,256	0,03419	0,01	1297,781	0,03604
6 ^{ème} étage	3,06	11677,65	0,0085	1122,898	0,02889	0,009	1147,874	0,02992
7 ^{ème} étage	3,06	8662,449	0,0075	890,951	0,02383	0,008	916,56	0,02471
8 ^{ème} étage	3,06	5607,241	0,006	620,878	0,01771	0,0065	645,818	0,01844
9 ^{ème} étage	3,06	2682,513	0,005	474,119	0,00924	0,0055	520,256	0,00927

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ.

On remarque que $\theta < 0.1$ dans tous les niveaux, donc les effets du second ordre (effet **P-Δ**) peuvent être négligés.

IV.4.6 Justification de la largeur du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min}

Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-19)}$$

$$d_{min} = 1.5cm + 2 \times 1.99cm = 5,48cm$$

Alors on opte pour un joint sismique d'une largeur $d=6cm$.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

Chapitre V :

Etude des éléments

principaux

V.1.Introduction :

Les éléments structuraux, poteaux poutres, et voiles assurent la stabilité à la fois vis-à-vis des charges horizontales et verticales. Les efforts les plus défavorables pour chaque élément ont été tirés à partir de notre model. Le ferrailage se fera avec les combinaisons d'actions du **RPA 99. V2003**.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportés par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) données par les combinaisons suivantes :

$$1) 1.35G + 1.5Q$$

$$2) G + Q$$

$$3) G + Q \pm E_x$$

$$4) G + Q \pm E_y$$

RPA99 V2003 (art 5.2)

$$5) 0.8 G \pm E_x$$

$$6) 0.8 G \pm E_y$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il ya changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- ✓ Moment maximal / effort normal correspondant.
- ✓ Effort normal maximal / moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal / moment correspondant.

V.2.1. Recommandations du RPA 99/2003 :**a) Armatures longitudinales:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de $\begin{cases} 4 \% \text{ en zones courantes.} \\ 6 \% \text{ en zones de recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

h_1 : section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

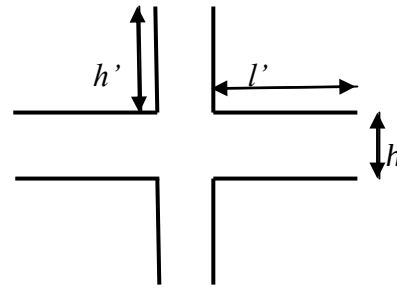


Figure V.1 : zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon

RPA99.V2003 :

Niveau	Section du poteau (cm^2)	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$ zone courante	$A_{\max} (\text{cm}^2)$ zone recouvrement
E-SOL, RDC et Etage1	55*55	24.2	121	181.5
Etage 2, 3 et 4	50*50	20	100	150
Etage 5, 6 et 7	45*45	16.2	81	121.5
Etage 8 et 9	40*40	12.8	64	96

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

RPA99.V2003 (Article 7.4.2.2)

- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- { Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone **IIa**
 Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone **IIa**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ_l cheminées ≥ 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.2.2 : Ferrailage :

V.2.2.1. Sollicitations dans les poteaux :

Poteaux	$M_{\text{Max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{Max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$			$N_{\text{Min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$			V
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	effort	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	effort	
E-Sol, RDC et Etage 1	-93.41	-63.51	-2148.36	9.16	comp	617.639	8.76	tracti	55.04
Etage 2, 3 et 4	-116,98	-1033.06	-1400.1	-11.14	comp	-15.73	84.09	comp	75.15
Etage 5, 6 et 7	-91.43	-578.057	-886.038	11.75	comp	-90.75	34.95	comp	56.75
Etage 8, 9	-52.47	-23.06	-427.75	12.38	comp	20.16	15.60	tracti	32.66

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux est déduit à l'aide de logiciel SOCOTEC, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
E-Sol, RDC et Etage 1	55×55	-93.41	-63.51	3.76	0	24.2	4HA20+8HA14=24.95
		9.16	-2148.36	0	0		
		8.76	617.639	7.27	8.17		
Etage 2, 3 et 4	50×50	-116.98	-1033.06	0	0	20	4HA20+8HA12=21.62
		-11.14	-1400.1	0	0		
		84.09	-15.73	0	4.37		
Etage 5, 6 et 7	45×45	-91.43	-578.057	0	0	16.2	4HA16+8HA12=17.09
		11.75	-886.038	0	0		
		34.95	-90.75	0	0.93		
Etage 8 et 9	40×40	-52.47	-23.06	3.35	0	12.8	4HA14+8HA12=15.21
		12.38	-427.75	0	0		
		15.60	20.16	0	1.33		

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux**b) Les armatures transversales :**

Niveau	E.S	RDC	Etage 1	Etage 2,3 et 4	Etage5, 6 et 7	Etage8 et 9
Section (cm ²)	55*55	55*55	55*55	50*50	45*45	40*40
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	1.6	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	214.2	286	238	214.2	214.2	214.2
λg	3.89	5.2	4.32	4.28	4.76	5.36
V_u (KN)	55.04	55.04	55.04	75.15	56.75	32.66
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.4	0.93	1.4	2.11	1.77	0.76
$A_t^{\min}$ (cm ²) zone courante	4.70	2.48	3.88	3.6	2.43	1.8
$A_t^{\min}$ (cm ²) zone nodale	3.19	1.65	2.58	2.4	1.62	1.2
Nombre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément au RPA99.V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \implies \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.2.2.2. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0 = 4.08 \text{ m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA93 : Art : B.8.2.1})$$

Avec :

- B_r : Section réduite du béton
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).
- $\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.
- α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .
- A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a: \text{Largeur de la section nette.} \\ b: \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm ²)	L_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{ultime} (KN)	N_{max} (KN)
E.S	55*55	3.06	2.142	0.159	13.47	0.83	24.95	2809	5037.83	2148.36
RDC	55*55	4.08	2.86	0.159	17.98	0.81	24.95	2809	4916.44	2148.36
Etage 1	55*55	3.40	2.38	0.159	14.97	0.82	24.95	2809	4977.13	2148.36
Etage 2,3 et 4	50*50	3.06	2.142	0.144	14.87	0.82	21.62	2304	4115.31	1400.1
Etage 5,6 et 7	45*45	3.06	2.142	0.13	16.48	0.81	17.09	1849	3255	886.038
Etage 8 et 9	40*40	3.06	2.142	0.116	18.46	0.80	15.21	1444	2562.49	427.75

Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime

$N_{max} < N_u \implies$ Pas de risque de flambement.

V.2.2.3. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification sera faite pour la Contrainte de compression du béton seulement, pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \implies I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

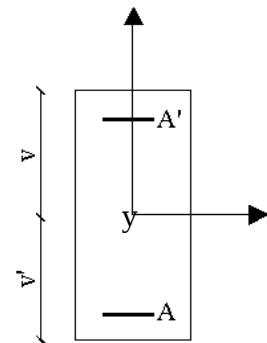


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
E-sol, RDC et Etage 1	55*55	49.5	24.95	29.92	25.08	0.0092	-1555.16	6.46	4.93	15
Etage 2,3 et 4	50*50	45	21.62	27.30	22.70	0.0064	-1018.55	8.16	3.73	15
Etage 5,6 et 7	45*45	40.5	17.09	24.52	20.48	0.0041	-646.45	8.53	2.68	15
Etage 8 et 9	40*40	36	15.21	22.00	18.00	0.0026	-313.42	8.95	1.2	15

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

V.2.2.4. Vérification des sollicitations tangentes :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Art 7.4.3).}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
E.S	55*55	2.142	3.89	0.04	49.5	55.04	0.2	1
RDC	55*55	2.86	5.20	0.075	49.5	55.04	0.2	1.875
Etage 1	55*55	2.38	4.32	0.04	49.5	55.04	0.2	1
Etage 2	50*50	2.142	4.28	0.04	45	75.15	0.33	1
Etage 3	50*50	2.142	4.28	0.04	45	75.15	0.33	1
Etage 4	50*50	2.142	4.28	0.04	45	75.15	0.33	1
Etage 5	45*45	2.142	4.76	0.04	40.5	56.75	0.31	1
Etage 6	45*45	2.142	4.76	0.04	40.5	56.75	0.31	1
Etage 7	45*45	2.142	4.76	0.04	40.5	56.75	0.31	1
Etage 8	40*40	2.142	5.36	0.075	36	32.66	0.23	1.875
Etage 9	40*40	2.142	5.36	0.075	36	32.66	0.23	1.875

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

V.2.2.5. Disposition constructives :✓ **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

✓ **Longueur minimale des recouvrements est de :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

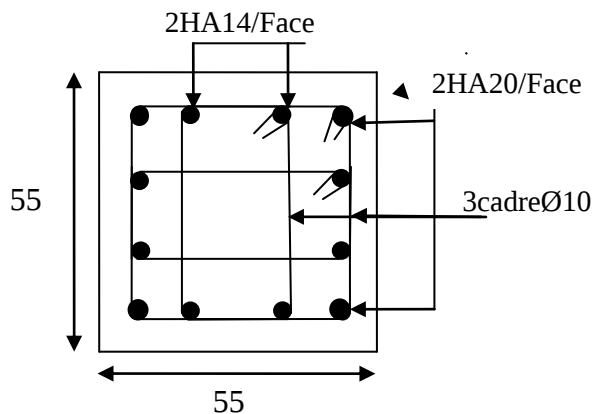
V.2.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux :

Figure V.3 : schéma de ferrailage des Poteaux E-sol, RDC et étage 1

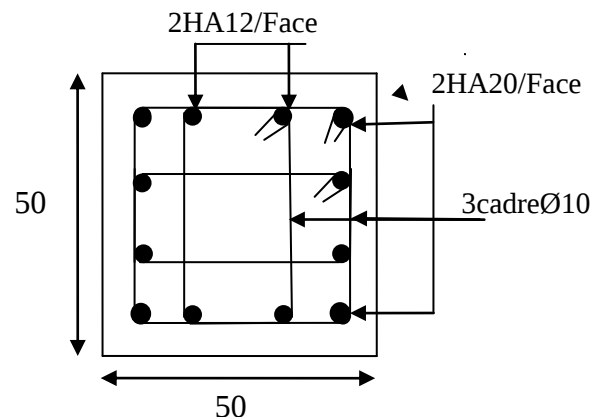


Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux étage 2,3, et 4

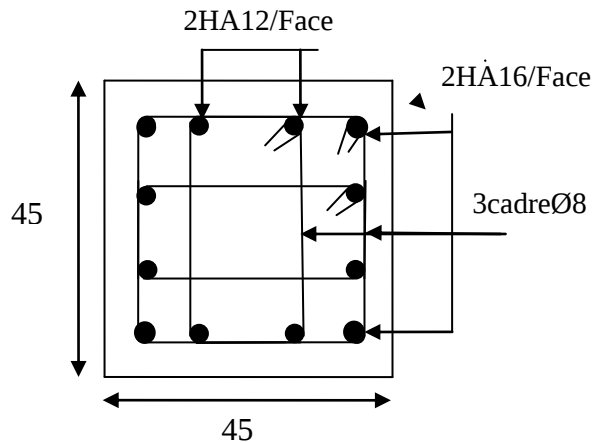


Figure V.5 : schéma de ferrailage
des Poteaux étage 5, 6 et 7.

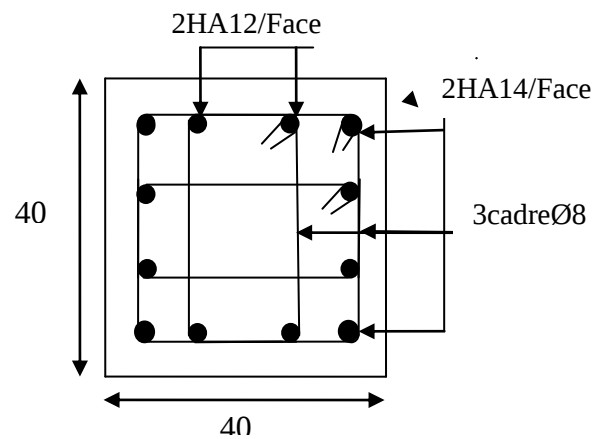


Figure V.6 : schéma de ferrailage
des Poteaux étage 8 et 9.

V.3. Les poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

Il y a deux types de poutres à étudier :

Poutre principale (35*40).

Poutre secondaire (30*40).

Les combinaisons de ferrailage :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E_x$
- 4) $G + Q \pm E_y$
- 5) $0.8 G \pm E_x$
- 6) $0.8 G \pm E_y$

RPA99 V2003 (art 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :**a) Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci_ après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99.V2003 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage :**- Les armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.

avec : $\phi_{\max}$: est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales :*RPA99.2003 (art 7.5.2.2)*

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Les armatures longitudinales minimales et maximales données par RPA:

Type de poutres	Section du poutre (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²) zone courante	$A_{\max}$ (cm ²) zone recouvrement
Principale	35*40	7	56	84
Secondaire	30*40	6	48	72

Tableau V.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poutres.

V.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3. Ferrailages des poutres :✓ **Sollicitations de calculs :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
Entre sol et RDC	99,74	-108,81	161,74	87,49	-97,19	116,44
Etage Courant	155,81	-157,36	202,552	143,46	-155,35	163,01
Terrasse Inaccessible	48,91	-80,57	86,107	59,20	-74,91	75,69

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

• **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale au niveau de la terrasse inaccessible qui est sollicitée avec : $M_t=48.91\text{KN.m}$, $M_a=-80.57\text{KN.m}$

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,088 \Rightarrow Z = 0,367\text{m} \Rightarrow A_s = 3.83\text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$$

• **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = 0,112 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,149 \Rightarrow Z = 0,357\text{m} \Rightarrow A_s = 6,48\text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_s = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit avec logiciel SOCOTEC, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type de Poutre	Section (cm)	Localisation	A_t	A_{min}	$A_{adoptée}$
E.S et RDC	principale	35*40	Appui	7.65	7	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	6.97		3HA14+3HA12=8.01
	secondaire	30*40	Appui	6.85	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	6.12		3HA14+3HA12=8.01
Etage Courant	principale	35*40	Appui	11.45	7	3HA16+3HA16=12.06
			Travée	11.32		3HA16+3HA16=12.06
	secondaire	30*40	Appui	11.52	6	3HA16+3HA16=12.06
			Travée	10.52		3HA16+3HA16=12.06
Terrasse inaccessible	principale	35*40	Appui	3.83	7	3HA12+3HA12=6.79
			Travée	6.48		3HA12+3HA12=6.79
	secondaire	30*40	Appui	5.19	6	3HA12+3HA12=6.79
			Travée	4.73		3HA12+3HA12=6.79

Tableau V.10: Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :**-Pourcentage maximum des armatures longitudinales :****❖ Poutres principales :**

-En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56cm^2 > A_{adopté}$ Condition vérifiée.

-En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84cm^2 > A_{adopté}$ Condition vérifiée.

❖ Poutres secondaires :

-En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2 > A_{adopté}$ Condition vérifiée.

-En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2 > A_{adopté}$ Condition vérifiée.

❖ Les longueurs de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \Phi_l$$

RPA/2003 Art (7.5.2.1).

- $\Phi_l = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64cm$, on adopte: $L_r = 70cm$.
- $\Phi_l = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56cm$, on adopte: $L_r = 60cm$.
- $\Phi_l = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48cm$, on adopte: $L_r = 50cm$.

b) Les armatures transversales :

- **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\min}\right) \quad \text{BAEL91 (art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 1\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

- **Calcul de l'espacement :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right), \quad \text{RPA99.V2003}$$

Poutres principales : $S \leq \min(10; 12; 30)$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S \leq \min(10; 12; 30)$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq 20$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq 20$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52\text{cm}^2 < A_s$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
Poutres principales	202.552	1.61	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	163.01	1.51	3.25	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

✓ Poutres principales

-Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [202.552 - \frac{157.36}{0.9 \times 0.36}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5.82 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 202.552 \times 10^{-3}}{400} = 5.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [163.01 - \frac{155.35}{0.9 \times 0.36}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.69 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 163.01 \times 10^{-3}}{400} = 4.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5. Vérification à l'ELS :

➤ L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Poutres principales	Appuis	-71.05	15.31	135001	8.06	15	Vérifié
	Travées	36.08	15.31	135001	4.09	15	
Poutres secondaires	Appuis	-53.77	16.21	128486	6.78	15	
	Travées	43.03	16.21	128486	5.43	15	

Tableau V.12 : Vérification de la flèche dans les poutres.

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (art B.6.5)}$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

✓ Poutres principales :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{40}{525} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{l} = \frac{40}{525} = 0.076 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$ Condition vérifiée.
- 3) $\frac{A}{bd} = 0.0090 < \frac{4.2}{f_e} = 0.011$Condition vérifiée.

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

✓ Poutres secondaires :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$ Condition vérifiée.
- 3) $\frac{A}{bd} = 0.0105 < \frac{4.2}{f_e} = 0.011$Condition vérifiée.

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

V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans schémas ci après :

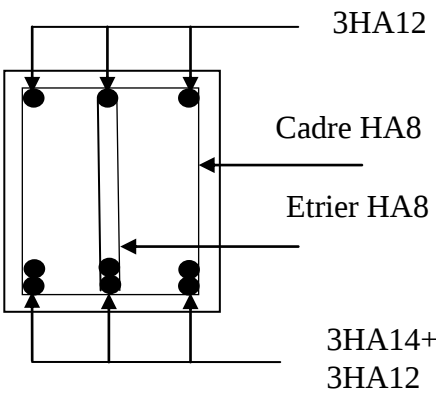
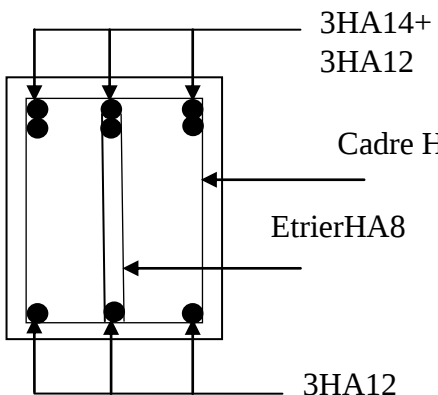
	En travée	En appui
poutres principales & Poutres secondaires		

Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour E-Sol, RDC et Etage 1

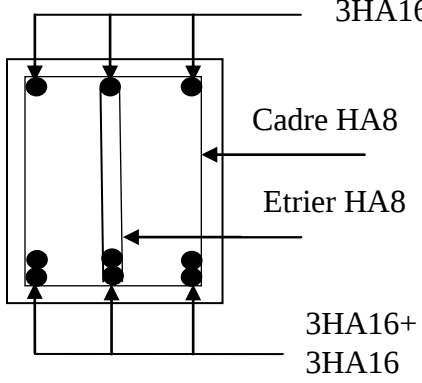
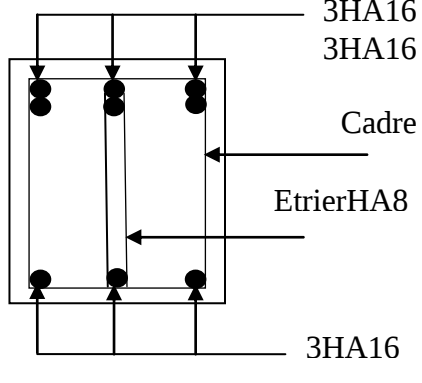
Poutres principales & Poutres secondaires		
--	--	---

Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour Etage courant

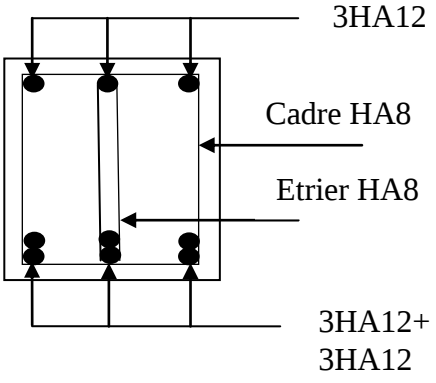
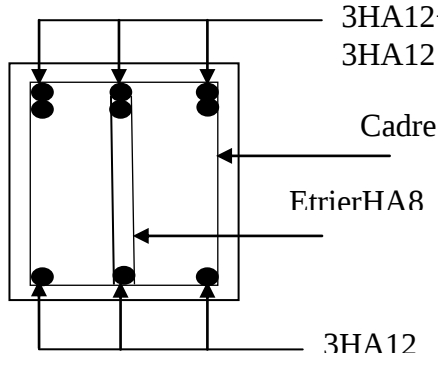
Planchers	En travée	En appui
Poutres principales & Poutres secondaires		

Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour Terrasse Inaccessible

V.3.7. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99.V2003** (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

Avec : M_n , M_s : moment résistant ultime dans les poteaux.

M_w , M_e : moment résistant ultime dans les poutres.

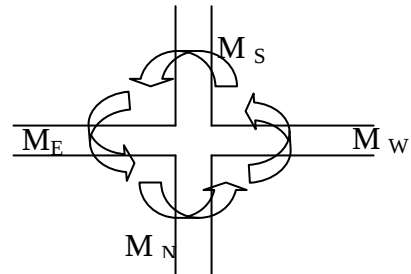


Figure V.10 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
E-SOL, RDC et Etage 1	55*55	46.75	24.95	405.91
Etage 2, 3 et 4	50*50	42.5	21.62	319.76
Etage 5, 6 et 7	45*45	38.25	17.09	227.48
Etage 8 et 9	40*40	34	15.21	180

Tableau V.13: Moments résistant dans les poteaux

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	35*40	34	12.06	142.69
Poutre secondaire	30*40	34	12.06	142.69

Tableau V.14: Moments résistant dans les poutres

➤ **Vérification des zones nodales**

Niveau	Mn+Ms	1.25*(Me+Mw)	Observations
E-SOL, RDC et Etage 1	811.82	356.72	Vérifiée
Etage 2, 3 et 4	639.52	356.72	Vérifiée
Etage 5, 6 et 7	454.96	356.72	Vérifiée
Etage 8 et 9	360	356.72	Vérifiée

Tableau V.15.Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moment résistant dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

- Pour E.S :

$$l' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right) = \max(306/6; 55; 55; 60\text{cm})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h' = 30\text{cm} \\ l' = 2 \times h' = 60\text{cm} \end{cases}$$

- Pour RDC :

$$\begin{cases} h' = 34\text{cm} \\ l' = 68\text{cm} \end{cases}$$

- Pour les étages :

$$\begin{cases} h' = 30\text{cm} \\ l' = 60\text{cm} \end{cases}$$

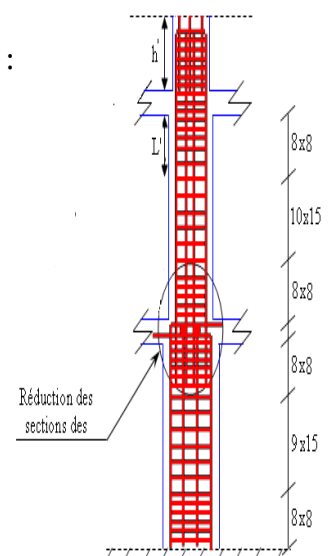


Figure V.11 : Dispositions des armatures des poteaux

V.4. Les voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa.

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- ✓ $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30\text{cm})$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2 : Le ferrailage :

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times s_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit respecter les conditions du RPA :

$$A_v^{\min} / \text{voile} : \text{Section d'armature verticale minimale dans le voile complet. } A_v^{\min} = 0.15\% b \times l$$

$$A_v^{\text{calculée}} / \text{face} : \text{Section d'armature calculée pour une seule face de voile.}$$

$$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face} : \text{Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.}$$

$$S_t : \text{Espacement.}$$

S_t' : Espacement aux extrémités du voile.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15\%b \times l$

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

➤ **Calcul du ferrailage du voile Vx1:**

Sollicitations dans le voile Vx1 (donnée par notre model).

Voile V _{X1}	$M_{\text{Max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$			$N_{\text{Max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$			$N_{\text{Min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		
	M_{Max}	N_{cor}	Com	N_{Max}	M_{cor}	Com	N_{Min}	M_{cor}	Com
	KN.m	KN		KN	KN.m		KN	KN.m	
E.S, RDC, et 1 ^{ère} étage	590.58	-158.10	3	338.67	-95.80	5	-1417.38	37.99	4
2, 3, et 4 ^{ème} étage	193.22	-381.10	3	-140.69	67.00	4	-680.34	4.99	4
4,5, et 6 ^{ème} étage	161.30	-234.70	3	-135.87	142.81	3	-427.46	70.10	1
7 et 8 ^{ème} étage	85.95	-35.32	3	-6.65	37.41	4	-171.78	51.83	4

Tableau V.16 : Sollicitations dans le voile Vx1

➤ **Calcul du voile Vx1 :**

• **Armatures verticales :**

$$\begin{cases} N = -1417.38 \text{ KN} \\ M = 37.99 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow A_v^{\text{calculée}} / \text{voile} = 18.42 \text{ cm}^2 \text{ (donnée par le logiciel SOCOTEC)}$$

Donc on choisit : 10HA16=20.11cm²

• **Pourcentage minimal préconisé :**

RPA99.V2003 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L^2 \\ = 4.35 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition de RPA sont vérifiées

• **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}.$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{cal}$

Ou : $d = 0.9h$ d : hauteur utile.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 212.90 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 1.45} = 1.14 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre l'effort tranchant :

$$A_h \geq \frac{\tau_b \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{1.14 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min (1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times S_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

On opte : 6HA8 = 3.92 (cm^2/ml)

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Voile sens xx : (V_{x1}) : $L = 1.45 \text{ m}$

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme} étage	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm^2)	20x145	15x145	15x145	15x145
N (KN)	-1417.38	-680.34	-427.46	-171.78
M (KN.m)	37.99	-4.99	-70.10	-51.83
V (KN)	212.90	131.46	119.34	82.23
$A_v^{min} / \text{voile} (\text{cm}^2)$	4.35	3.26	3.26	3.26
$A_v^{calculée} / \text{face} (\text{cm}^2)$	18.42	8.60	7.64	5.30
Nombre de barres/face	10HA16	10HA12	10HA12	10HA10
$A_v^{adoptée} / \text{face} (\text{cm}^2)$	20.11	11.31	11.31	7.85
$S_t (\text{cm})$	21	21	21	21
$S_t' (\text{cm})$	10	10	10	10
$\tau_b (\text{MPa})$	1.14	0.94	0.85	0.59
$\bar{\tau}_b (\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_h^{calculée} / \text{face} (\text{cm}^2/\text{ml})$	1.43	0.88	0.80	0.55
$A_h^{min} / \text{voile} (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{adoptée} / \text{face} (\text{cm}^2/\text{ml})$	2.51	2.51	2.51	2.51
$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau V.17: Ferrailage du voile sens V_{x1}

➤ Voile (Vx2) : L=1.60m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{ème} étage	2, 3, et 4 ^{ème} étage	5,6, et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	20×160	15×160	15×160	15×160
N (KN)	-1114.47	-544.66	-379.84	-213.69
M (KN.m)	18.56	55.28	153.12	53.55
V (KN)	277.96	124.10	116.81	59.07
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	4.8	3.6	3.6	3.6
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	14.24	7.73	7.30	3.56
Nombre de barres/face	10HA14	10HA12	10HA12	10HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	15.39	11.31	11.31	7.85
St (cm)	19	19	19	19
S _t ' (cm)	9	9	9	9
τ_b (MPa)	1.35	0.80	0.76	0.38
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.69	0.75	0.71	0.36
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18 : Ferrailage du voile sens Vx2

➤ Voile sens xx : (Vx3) : L=1.60m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{ème} étage	2, 3, et 4 ^{ème} étage	5,6, et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	20×160	15×160	15×160	15×160
N (KN)	-1560.77	-708.74	-469.03	-240.72
M (KN.m)	693.59	235.77	205.45	78.09
V (KN)	293.49	164.92	151.58	68.98
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	4.8	3.6	3.6	3.6
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	31.07	12.79	9.29	4.31
Nombre de barres/face	10HA20	6HA14+4HA12	10HA12	10HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	31.42	13.76	11.31	7.85
St (cm)	19	19	19	19
S _t ' (cm)	9	9	9	9
τ_b (MPa)	1.43	1.07	0.98	0.45
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.79	1.00	0.92	0.42
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vx3

➤ Voile sens xx : (Vx4): L=1.60m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme}	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20×160	15×160	15×160	15×160
N (KN)	-1572.23	-794.78	-548.59	-316.61
M (KN.m)	670.44	83.85	104.62	46.11
V (KN)	229.66	183.87	171.74	93.70
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	4.8	3.6	3.6	3.6
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	30.83	13.03	9.89	4.73
Nombre de barres/face	10HA20	6HA14+4HA12	10HA12	10HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	31.42	13.76	11.31	7.85
St (cm)	19	19	19	19
S_t' (cm)	9	9	9	9
τ_b (MPa)	1.12	1.19	1.11	0.6
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.40	1.12	1.04	0.56
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20: Ferrailage du voile Vx4

➤ Voile sens yy : (Vy1) : L=1.80m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme} étage	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x1.80	15x1.80	15x1.80	15x1.80
N (KN)	-976.76	-854.59	-535.22	-205.29
M (KN.m)	852.43	253.00	113.72	24.67
V (KN)	287.22	199.90	150.47	56.78
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	24.74	14.40	8.36	2.93
Nombre de barres/face	6HA20+5HA14	6HA14+5HA12	11HA12	11HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	26.55	14.89	12.44	8.64
St (cm)	22	22	22	22
S_t' (cm)	10	10	10	10
τ_b (MPa)	1.24	1.15	0.87	0.33
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.55	1.08	0.82	0.31
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vy1

➤ Voile sens yy : (Vy2) : L=1.80

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme} étage	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x1.80	15x1.80	15x1.80	15x1.80
N (KN)	-1049.35	-592.97	-411.87	-219.75
M (KN.m)	838.37	280.42	126.36	3.65
V (KN)	256.86	198.92	144.85	31.94
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	25,45	11,54	7,01	2,80
Nombre de barres/face	6HA20+5HA14	11HA12	11HA12	11HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	26.55	12.44	12.44	8.64
St (cm)	22	22	22	22
S _t ' (cm)	10	10	10	10
τ_b (MPa)	1.11	1.15	0.83	0.18
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.39	1.08	0.78	0.17
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vy2

➤ Voile sens yy: (Vy3) : L=1.80m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme} étage	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x1.80	15x1.80	15x1.80	15x1.80
N (KN)	-1528.77	-609.69	-499.28	-289.47
M (KN.m)	813.38	212.81	143.65	21.98
V (KN)	242	130.97	117.98	53.36
$A_v^{\min}$ / voile (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05
$A_v^{\text{calculée}}$ / face (cm ²)	31.07	10,75	8,35	3,94
Nombre de barres/face	11HA20	11HA12	11HA12	11HA10
$A_v^{\text{adoptée}}$ / face (cm ²)	34.56	12.44	12.44	8.64
St (cm)	22	22	22	22
S _t ' (cm)	10	10	10	10
τ_b (MPa)	1.39	0.75	0.68	0.31
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_h^{\text{calculée}}$ / face (cm ² /ml)	1.74	0.70	0.64	0.29
$A_h^{\min}$ / voile (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{\text{adoptée}}$ / face (cm ² /ml)	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy3

Voile sens yy : (Vy4) : L=2.05m

Niveau	E.S, RDC, et 1 ^{eme} étage	2, 3, et 4 ^{eme} étage	5,6, et 7 ^{eme} étage	8 et 9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	20x2.05	15x2.05	15x2.05	15x2.05
N (KN)	-2061.81	-840.54	-657.10	-363.83
M (KN.m)	1086.30	347.61	245.93	70.36
V (KN)	242.80	223.97	194.71	95.70
$A_v^{min} / \text{voile (cm}^2\text{)}$	6.15	4.61	4.61	4.61
$A_v^{calculée} / \text{face (cm}^2\text{)}$	39.70	14.96	11.37	5.45
Nombre de barres/face	13HA20	6HA14+7HA12	13HA12	13HA10
$A_v^{adoptée} / \text{face (cm}^2\text{)}$	40.84	17.16	14.70	10.21
St (cm)	20	20	20	20
$S_t' \text{ (cm)}$	10	10	10	10
$\tau_b \text{ (MPa)}$	0.92	1.13	0.98	0.48
$\overline{\tau_b} \text{ (MPa)}$	5	5	5	5
$A_h^{calculée} / \text{face (cm}^2\text{/ml)}$	1.15	1.06	0.92	0.45
$A_h^{min} / \text{voile (cm}^2\text{/ml)}$	0.6	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/face/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{adoptée} / \text{face (cm}^2\text{/ml)}$	2.51	2.51	2.51	2.51
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vy4

• Exemple de ferrailage :

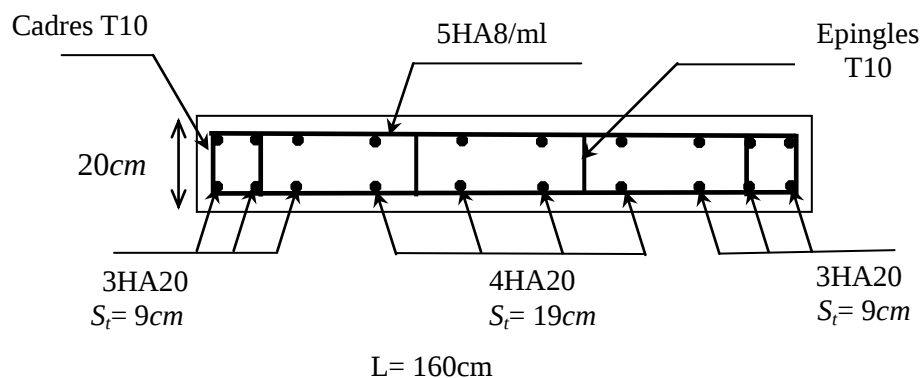


Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx4 au niveau du RDC

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2.Choix de type de fondation :

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité portante moyenne de 0.9 bars, et d'une profondeur d'ancrage de 2m.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a×b) d'où les semelles à adoptés seront carrées (A×B).

Soit :

N : Effort normal transmis par la semelle au sol sous les combinaisons :

- $G+Q+E$
- $0,8G+E$
- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

$$N = N_{cal} + N_{inf}$$

N_{cal} : Effort normal à la base de poteau le plus sollicité ; $N_{cal} = 2148.36 \text{KN}$

N_{inf} : Effort normal dans l'infrastructure

$$N_{inf} = P_s + P_a$$

P_s = Poids de la semelle estimé

$$P_s = 25 * 0.5 * (1.5 * 1.5) = 28.125 \text{ kN}$$

$$P_a = \text{poids de l'avant poteau ; } P_a = 0.55 * 0.55 * 1.5 * 25 = 11.343 \text{ kN}$$

$$N_{inf} = 39.47 \text{ kN}$$

Le poteau le plus sollicité dans notre structure après analyse donne un effort normal de l'ordre : $N_{cal} = 2148.36 \text{ kN}$

$$N = 2187.83 \text{ kN}$$

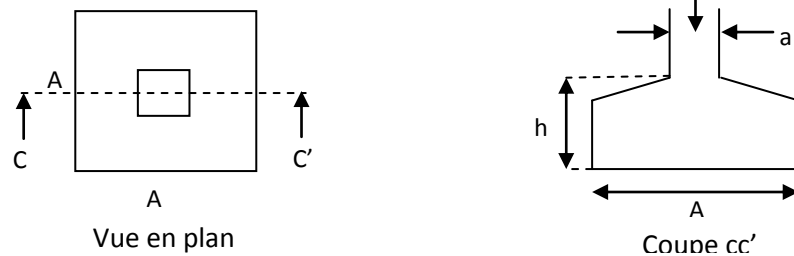


Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2187.83}{0.9 * 100}} = 4.93 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Soit la semelle filante la plus sollicitée de largeur B et de longueur L, située sous un portique de sept poteaux.

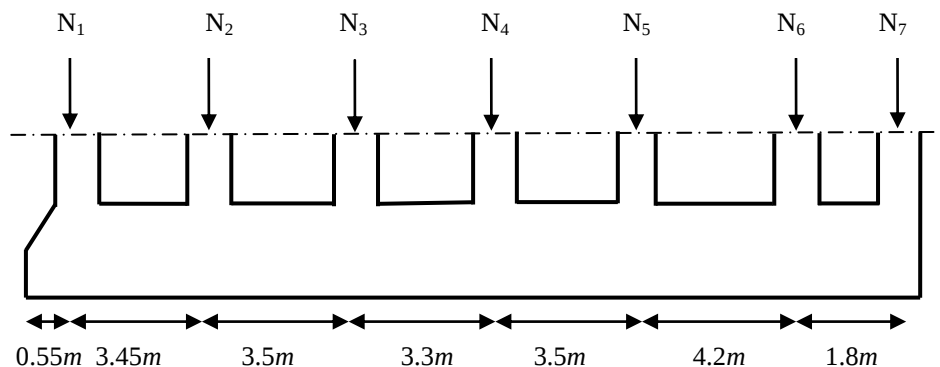


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$N_1=1112.474\text{KN}$, $N_2=1936.074\text{KN}$, $N_3=2104.906\text{KN}$, $N_4=2145.786\text{KN}$, $N_5=2148.36\text{KN}$,
 $N_6=1455.911\text{KN}$, $N_7=1386.297\text{KN}$

N_{inf} : Effort normal dans l'infrastructure

$$N_{\text{inf}} = P_s + P_a$$

P_s = Poids de la semelle filante estimé

$$P_s = 25 \times 0.5 \times (20.3 \times 1.5) = 380.625\text{KN}$$

P_a = poids de l'avant poteau ; $P_a = 0.55 \times 0.55 \times 1.5 \times 25 = 11.343\text{KN}$

$$N_{\text{inf}} = 380.625 + 7 \times (11.343) = 460.03\text{KN}$$

$$N = \sum N_i + N_{\text{inf}} = 12289.808 + 460.03 = 12749.84\text{KN}$$

$$L = 20.3\text{m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{12749.84}{0.9 \times 100 \times 20.3} = 6.98\text{m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 6.98m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre structure, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.2.3. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.2.3.1. Dimensionnement :

▪ Condition de coffrage :

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

h_t : Hauteur de la nervure

h_0 : Hauteur du radier

▪ Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}, L_{\text{max}} = 525 - 55 = 470\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{470}{10} = 47\text{cm};$$

Soit $h_t = 50\text{cm}$

▪ Dalle (radier) :

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5\text{cm}$$

Soit $h_t = 30\text{cm}$

▪ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.7^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 67 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 70cm pour les nervures.

Calcul de la surface du radier :

$N_{\text{ser}} = 39830.441 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{radier}} = 0.30 \times 363.83 \times 25 = 2728.72 \text{ KN}$ (Poids du radier)

Poids du nervures sens y-y : $(70/55) = (0,7-0.3) \times (0,55 \times 25) \times (17.45 \times 7) = 671.82 \text{ KN}$

Poids du nervures sens x-x : $(70/55) = (0,7-0.3) \times (0,55 \times 25) \times (20.3 \times 5) = 558.25 \text{ KN}$

$\Sigma N_{\text{ser}} = 43789.23 \text{ KN}$

$$S_{\text{bat}} = L_x \times L_y = 20.3 \times 17.45$$

$$S_{\text{bat}} = 354.23 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 43789.23 \text{ KN}.$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{43789.23}{0.9 \times 100} = 486.55 \text{ m}^2.$$

$S_{rad} \geq S_{bat} = 354.23m^2 \Rightarrow$ Le radier débord ; Soit D : la largeur de débord.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

Soit $D = 40\text{cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + D \cdot (2Ly + Lx) = 354.23 + 0.4 \times 58.05 = 377.45m^2.$$

$S_{radier} = 377.45m^2 \leq 486.55m^2$; on doit augmenter le débord

$$S_{rad} = (20.3 + D) \cdot (17.45 + 2D) = 486.55m^2$$

$$D = 2.15\text{m} \rightarrow S_{rad} = 488.29m^2 \text{ avec débord}$$

VI.2.3.2. Les vérifications :

a. Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

- F : Coefficient de sécurité = 1,5
- H : Hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m
- S : Surface totale du bâtiment (avec débord) = 488.29m²
- γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 \times 2 \times 488.29 \times 10\text{KN} = 14648.7\text{KN} < N = 43789.23\text{KN}. \text{ Condition est vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement :

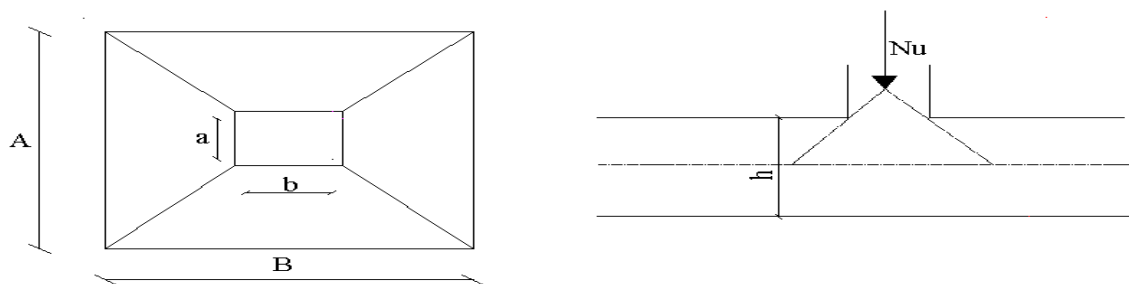


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BEAL, A.5.2.42})$$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 3.40m$.

$$N_u = 2148.36KN$$

$$N_u = 2.14MN \leq 0.045 \times 3.4 \times 0.3 \times \frac{25}{1.15} = 1MN . \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on augmente l'épaisseur du radier .Soit $h_r = 55cm$

$$N_u = 2.14MN \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.55 \times \frac{25}{1.15} = 2.37MN \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$N_u = 54859.908 KN$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{54859.908 \times 4.70 \times 1}{2 \times 488.29} = 264.02KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 55 = 49.5cm$$

$$\tau_u = \frac{264.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.495} = 0.53MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \text{ Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$X_g = 11.23m$$

$$Y_g = 10.88m$$

$$I_{xx} = 19249.21m^4$$

$$I_{yy} = 20508.18m^4$$

Dans le sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

N_{ser} : Effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 39830.44 \text{ kN}$ et $M_x = 43621.5 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{39830.44}{488.29} + \frac{43621.5 \cdot 10.88}{19249.21} = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{39830.44}{488.29} - \frac{43621.5 \cdot 10.88}{19249.21} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.106 + 0.057}{4} = 0.093 \text{ MPa} \cong \bar{\sigma}_{sol} = 0.09 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$N = 39830.441 \text{ kN}$ et $M_y = 32481.35 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{39830.441}{488.29} + \frac{32481.35 \cdot 11.23}{20508.18} = 0.099 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{39830.441}{488.29} - \frac{32481.35 \cdot 11.23}{20508.18} = 0.064 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.099 + 0.064}{4} = 0.090 \text{ MPa} \equiv \bar{\sigma}_{sol} = 0.09 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

e. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{43621.5}{39830.441} = 1.1 \text{ m} < \frac{22.45}{4} = 5.61 \text{ m.}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{32481.35}{39830.441} = 0.81 \text{ m} < \frac{21.75}{4} = 5.44 \text{ m..}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens.

VI.2.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{62819.10}{488.29} = 128.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{47789.64}{488.29} = 97.87 \text{ KN/m}^2$$

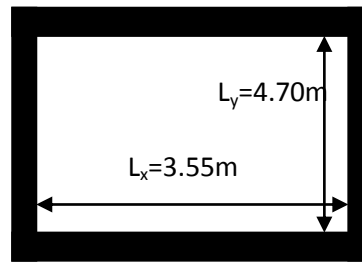


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

N_u : Effort ultime (plus le poids propre du radier et les nervures) = 62819.10KN).

N_s : Effort ultime (plus le poids propre du radier et les nervures) = 47789.64KN).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

A l'ELU : $v=0$, $\mu_x=0.0621$, $\mu_y=0.5105$ (Annexe IV)

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 100.68 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 51.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 75.51 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 38.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -50.34 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -25.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } \begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 172.28 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 74.24 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 172.28 \text{ KN}$$

A l'ELS : $v=0.2$, $\mu_x=0.0684$, $\mu_y=0.6447$ (Annexe IV)

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 84.37 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 54.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 63.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 40.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment aux appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -42.18 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -27.19 \text{ KN.m} \end{cases}$

b) Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.55) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour $h_r > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.75 > 0.4$: $\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$

Pour les HAFcE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
Sens xx	En travée	75.51	4.43	4.95	2HA14+2HA12=5.32
	En appuis	-50.34	2.95		2HA14+2HA12=5.32
Sens yy	En travée	38.55	2.25	4.40	2HA14+2HA10=4.65
	En appuis	-25.70	1.50		2HA14+2HA10=4.65

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

c) Vérifications à l'ELS :

1. État limite de compression du béton :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Sens xx	En travée	63.28	5.32	8.13	154488.12	3.33	vérifiée
	En appuis	-42.18	5.32	8.13	154488.12	2.22	
Sens yy	En travée	40.79	4.65	7.64	137084.90	2.27	
	En appuis	-27.19	4.65	7.64	137084.90	1.52	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

2. Les contraintes dans l'acier :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{c28} * \eta}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	Obs
Sens xx	En travée	63.28	5.32	8.13	154488.12	254.18	non vérifiée
	En appuis	-42.18	5.32	8.13	154488.12	169.43	
Sens yy	En travée	40.79	4.65	7.64	137084.90	186.83	
	En appuis	-27.19	4.65	7.64	137084.90	124.54	

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)
Sens xx	En travée	75.51	4.95	2HA16+2HA14=7.1	9.26	198918.36
	En appuis	-50.34		2HA16+2HA14=7.1	9.26	198918.36
Sens yy	En travée	38.55	4.40	2HA14+2HA10=4.65	7.64	137084.90
	En appuis	-25.70		2HA14+2HA10=4.65	7.64	137084.90

Tableau VI.4: Redimensionnement du Ferrailage du radier

Localisation		M_{ser} KN.m	A cm^2	Y cm	I cm^4	σ_{bc} (MPa)	σ_s MPa	Obs
Sens XX	En travée	63.28	7.10	9.26	198918.36	2.94	192.02	vérifiée
	En appuis	-42.18	7.10	9.26	198918.36	1.99	128	
Sens YY	En travée	40.79	4.65	7.64	137084.90	2.27	186.83	
	En appuis	-27.19	4.65	7.64	137084.90	1.52	124.54	

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

3. Espacement des armatures :

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à L_x $S_t \leq \min(3 h_r, 33cm) = 33cm$. Pour notre cas $S_t=25cm$.

Armature // à L_y $S_t \leq \min(4 h_r, 45 cm) = 45 cm$. Pour notre cas $S_t=25cm$.

4. Schéma de ferrailage du radier :

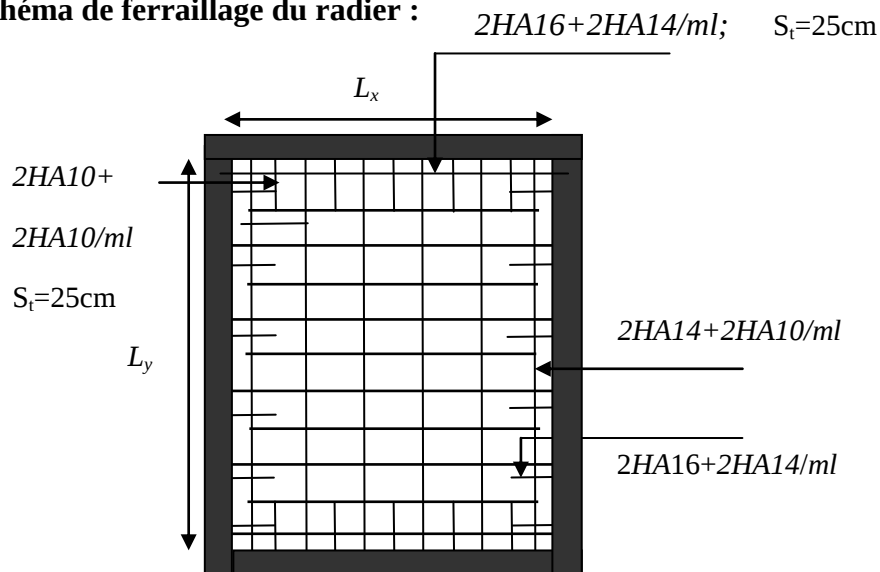


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.2.3.3. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de 215cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 128.65 \times \frac{(2.15)^2}{2} = 297.34 \text{ KN.m}$$

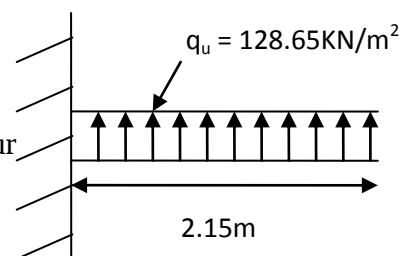


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Choix (cm)	S_t (cm)	A_r (cm ²)	A_r^{adopt} (cm ²)	Choix
297.34	18.06	4.4	18.10	9HA16	10	3.52	4.52	4HA12

Tableau VI.6: ferrailage du débord

- Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 128.65 \times 2.15 = 276.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{276.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.495} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage :**

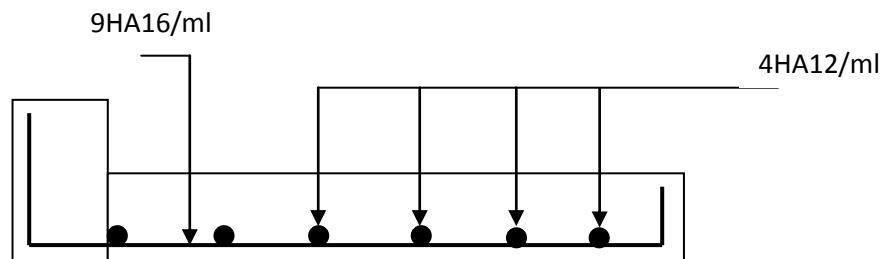


Figure VI.7 Ferrailage du débord

VI.2.3.4. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a) Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations :

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ **Charges triangulaires :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}.$$

Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.7\text{m}, h_r = 0.55\text{m}, b_0 = 0.55\text{m}.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{470}{10}; \frac{355}{2}\right)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 145\text{cm}$$

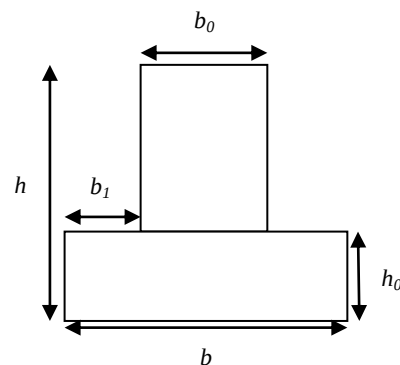


Figure VI.8 : section à ferrailer

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

$$\text{Pour l'appui de rive, on a : } M_a = -0.15 \times M_0, \text{ avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

❖ Moments en travée :

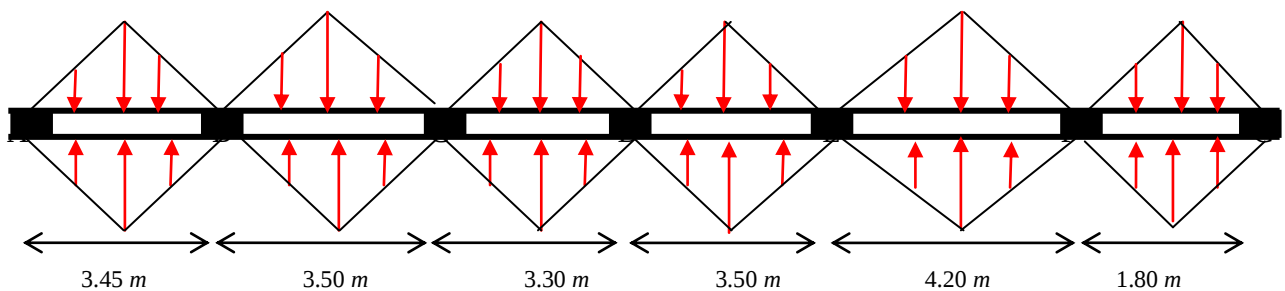
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens x-x :



On a un Chargement triangulaire :

$$q_M = q_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

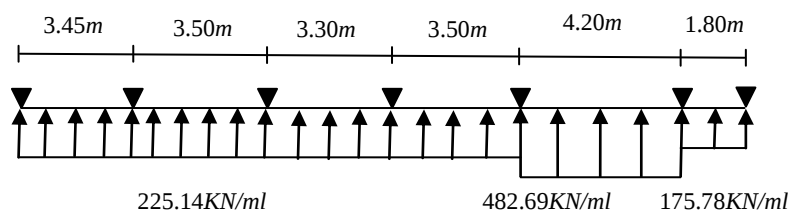


Figure. VI.9: schéma statique sens xx.

Travée	l (m)	l' (m)	P_m (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3.45	3.45	225.14	-50.24	-267.07	1.38	214.74
B-C	3.50	2.80	225.14	-267.07	-196.47	1.84	113.86
C-D	3.30	2.64	225.14	-196.47	-196.47	1.65	110.00
D-E	3.50	2.80	225.14	-196.47	-444.08	1.45	35.58
E-F	4.20	3.36	482.69	-444.08	-432.86	2.1	625.86
F-G	1.80	1.80	175.78	-432.86	-13.68	2.97	80.20

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Les sollicitations maximales:

Les résultants sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Localisation	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	625.86	-444.08
$M_s(KN.m)$	476.13	-337.83
$V(KN)$	1016.32	

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens X-X)

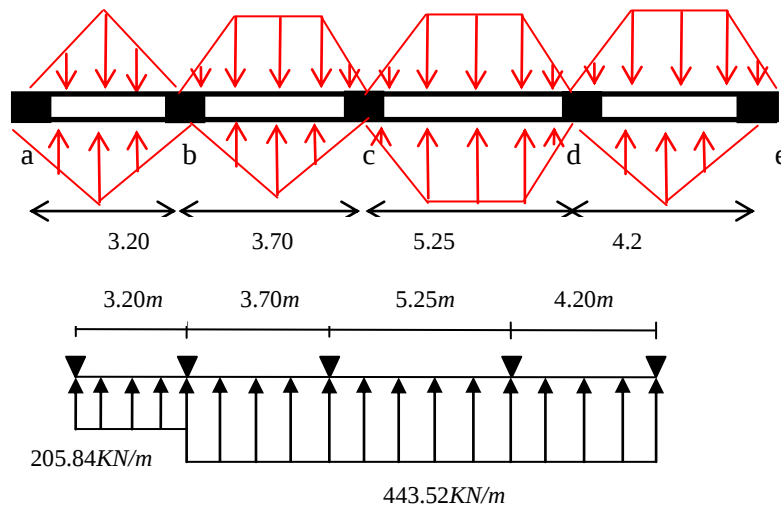
Sens y-y :

Figure VI.10 : schéma statique sens yy.

Les sollicitations maximales:

Les résultants sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Localisation	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	704.89	-920.33
$M_s(KN.m)$	536.23	-700.20
$V(KN)$	1200.72	

Tableau VI.9: sollicitation dans la nervure dans le sens yy.

VI.2.3.5 Ferrailage :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Sens xx	Travée	625.86	28.74	11.73	6HA20+6HA16=30.91
	Appui	-444.08	21.17	11.73	6HA16+6HA14=21.30
Sens yy	Travée	704.89	32.54	11.73	5HA25+5HA16=34.59
	Appui	-920.33	48.87	11.73	10HA25=49.09

Tableau VI.10 : Tableau De ferrailage des nervures

VI.2.3.6 Vérification :

1) A L'ELU:

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
xx	1016.32	1.08	3.25	vérifiée
yy	1200.72	1.27	3.25	vérifiée

Tableau VI.11: Vérification de l'effort tranchant

2/ Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{c28} \times \eta} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	obs	σ_s (MPa)	obs
Sens xx	Travée	476.13	17.44	1305136	6.36	vérifiée	260.26	Non vérifiée
	Appui	-337.83	22.28	785849	9.58		275.47	
Sens yy	Travée	536.23	18.28	1427764	6.87		263.20	
	appui	-700.20	30.42	1396592	15.25		260.06	

Tableau VI.12: Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sens		$A_{adoptée}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	obs
xx	Travée	6HA25+6HA16 =41.51	19.72	1647259	5.70	196.32	vérifiée
	Appui	6HA20+6HA16 =30.91	25.73	1027302	8.46	193.71	
yy	Travée	7HA25+7HA16 =48.43	21.00	1854022	6.07	190.89	
	appui	14HA25=68.72	34.05	1711163	13.93	189.97	

Tableau VI.13: Redimensionnement du Ferrailage des nervures

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20.; 55; 25) \quad \text{Soit } \phi_t = 8mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 7HA8=3.52 cm².

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

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 3.52}{55(1.27 - 0.3 \times 2.1)} = 32cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 64cm$$

Soit : $S_t=25\text{cm}$.

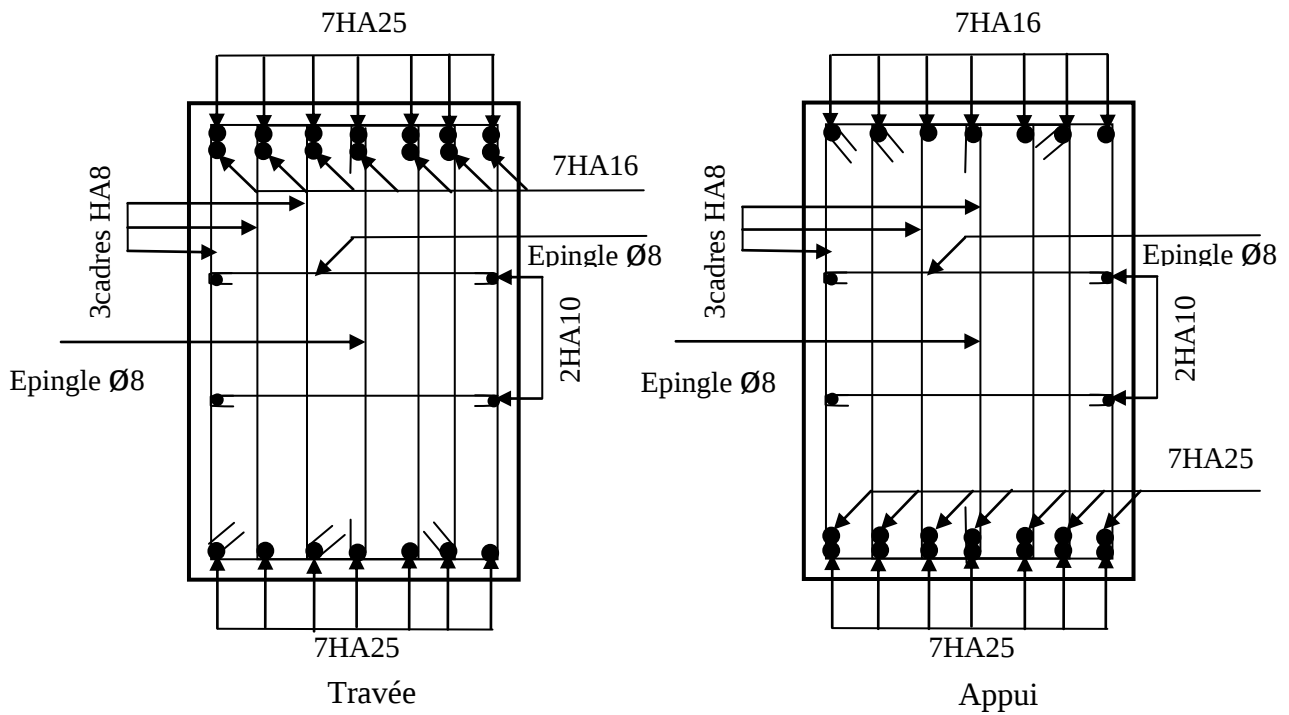


Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la nervure sens yy

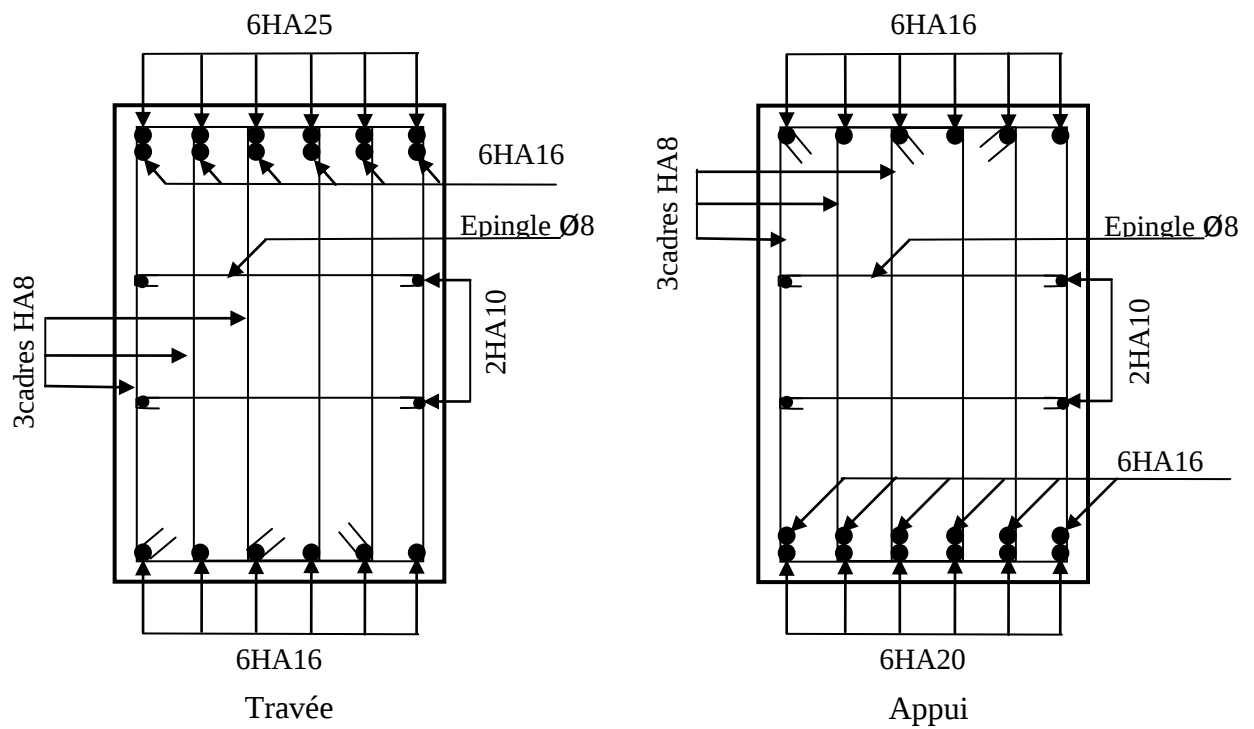


Figure VI. 12 : Schéma de ferrailage de la nervure sens xx

VI.3. Mur Adossé :**VI.3.1. Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.2. Dimensionnement du voile : selon le rapport de sol ;

- La hauteur $h = 2.66\text{m}$
- La longueur $L = 4.70\text{ m}$
- L'épaisseur $e = 20\text{ cm}$

VI.3.3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 27\text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 8^\circ$

La cohésion $c = 0.43\text{KN}/\text{m}^2$

VI.3.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le mur est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.66 * (27 * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}) - 2 * 0.43 * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2})) = 53.52\text{KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10\text{ KN}/\text{m}^2$

$$Q = q * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 7.56\text{ KN}/\text{ml}$$

VI.3.5 Ferrailage du voile :

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

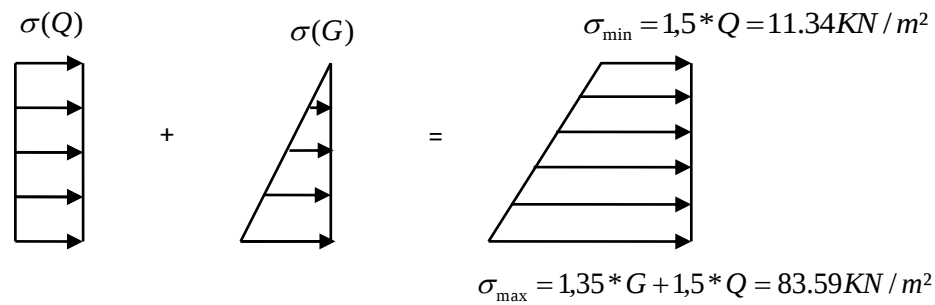
a) AL'ELU :

Figure VI. 13 : Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 65.53 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1m = 65.53 \text{ KN} / m$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 2.66 \text{ m} \\ L_y = 4.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Avec : } b=100\text{cm} ; h=20\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ; M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.56 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases} \quad [\text{Annexe IV}]$$

$$M_{ox} = 40.80 \text{ KN.m} ; M_{oy} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 30.60 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 7.65 \text{ KN.m} \\ M_{appuis} = 0.5 M_{ox} = 20.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

RPA99.V2003 (art.7.7.4.2)

$$A_{min} = 0.1\% \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{min} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm ²)
Travée	Xx	30.60	0.074	0.096	0.163	5.39	2	5HA12=5.65	20
	Yy	7.65	0.018	0.023	0.168	1.31	2	4HA8=2.01	25
Appui		20.40	0.050	0.064	0.165	3.55	2	5HA10=3.93	20

Tableau VI. 14 : Section des armatures du mur adossé.

VI.3.6. Les vérifications :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$. (BAEL.art III.2)

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65.53 \times 2.66}{2} \cdot \frac{4.70^4}{2.66^4 + 4.70^4} \Rightarrow V_u^x = 79 \text{ KN}.$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65.53 \times 4.70}{2} \cdot \frac{2.66^4}{2.66^4 + 4.70^4} \Rightarrow V_u^y = 14.32 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_u^x = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \\ \tau_u^y = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 53.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 42.03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \cdot 1 \text{ ml} = 42.03 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe IV}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s ; M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

$$M_{ox} = 27.45 \text{ KN.m} ; M_{oy} = 11.68 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{ox} = 20.59 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{oy} = 8.76 \text{ KN.m} \\ M_{appuis} = 0.5M_{ox} = 13.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

- 1. Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- 2. Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 * \frac{f_e}{3}, 201.63, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art E.III.2})$$

	sens	M(KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observation
Travée	XX	20.59	4.58	16276	5.79	235.68	Non vérifiée
	YY	8.76	2.91	6807	3.74	271.99	Non vérifiée
Appuis		13.72	3.93	12093	4.46	222.42	Non vérifiée

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

On doit augmenter les sections d'acier.

	sens	M(KN.m)	A(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observation
Travée	XX	20.59	5HA14=7.70	5.17	175.18	vérifiée
	YY	8.76	4HA10=3.14	3.15	176.39	Vérifiée
appuis		13.72	4HA12=4.52	4.12	194.46	vérifiée

Tableau VI.16 : Section de ferrailage adopté après vérification.

VI. 3.7 Schéma de ferrailage du mur adossé :

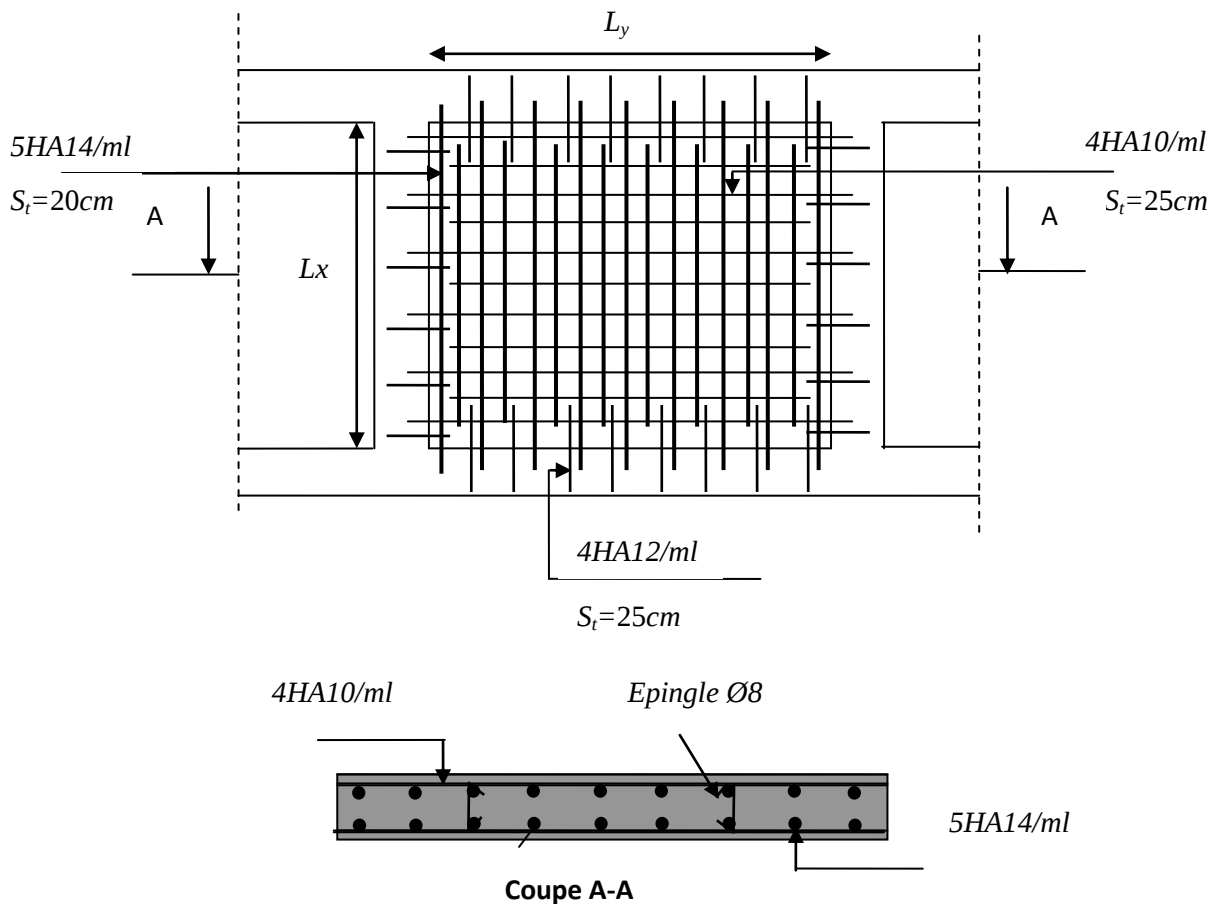


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.4.CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 55cm.

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (55 \cdot 70) \text{ cm}^2$.

Pour le débord nous avons opté dans un premier cas à 40cm, puis nous l'avons augmenté à 2.15m lors de la vérification des contraintes.

Conclusion générale

Conclusion générale

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.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 0.9bar à une profondeur de 2 m. on a remarqué que les semelles isolées ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Annexes

ANNEXE I

A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ Moment sur appuis

a. Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

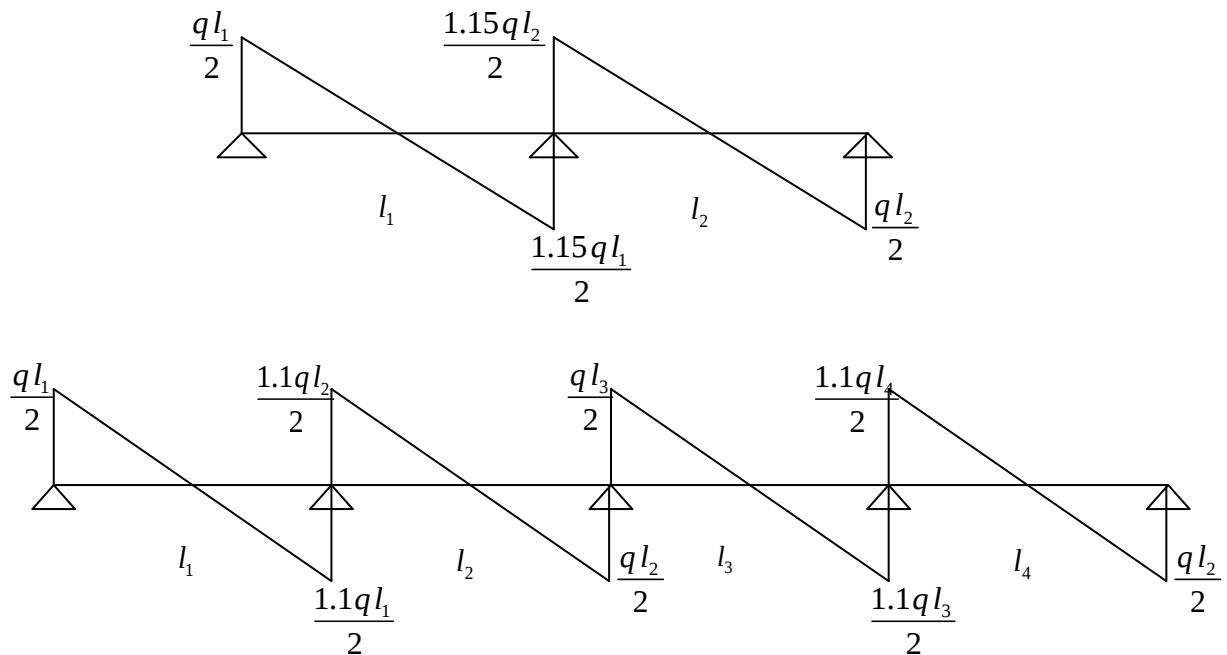
M_t : Est le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.



ANNEXE II

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

▪ Moment sur appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

▪ Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

ANNEXE III

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine BK x TK x HK	Passage libre de port BT x HT	Dimensions de pêne BS x TS	Profondeur de cuvette (2) HSG
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
800 10 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320
	6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. Les profondeurs de cuvette en l'absence de dalle sont indiquées en gras.
(1) Entraînement 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron 5 freinage contrôlé de vitesse, ACVF = ACVF à fréquence variable, TD 2 = Translamin 2 à 2 vitesses.
(2) La profondeur est calculée en fonction de la norme C 15-100 et C 15-305.
Dy MV = Dynatron 5 freinage contrôlé de vitesse.
TD 2 = Translamin 2 à 2 vitesses.

Caractéristiques générales

Accessoire

en simplex
pour les dispositions
en batterie
consulter la table T31
simplex accès
255 cm

Accessoire

portes automatiques

collective d'aspirateur
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture contrôlée
trafic intense

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre mm	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée CV kW	Réaction maxi en daN cuvette local des machines		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	480	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	480	220	150 x 100	■	■	■	■	■	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	■	■	■	■	■	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	180 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	480	220	150 x 120	■	■	■	■	■	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	■	■	■	■	■	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
480 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	■	■	■	■	■	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	■	■	■	■	■	38000	16000	3000
590	260	540	240	200 x 120	■	■	■	■	■	38000	16000	3000

ANNEXE VI

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l * (1 - 0.4 * \alpha_l)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_l \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_l$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_l$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_l = d * (1 - 0.4 * \alpha_l)$$

$$M_l = \mu_l * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_l) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_U - M_l}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

ANNEXE IV

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE V

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



ETUDE GEOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE
TERRAIN ALCOST BEJAIA
LE 21.03. 2013

VII – CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La synthèse générale des résultats des essais in situ et au laboratoire, a permis de conclure que le sol d'assise du « terrain ALCOST » se caractérise par ce qui suit :

- ✦ Une formation lithologique constituée d'une couche de remblai de 1.0m suivie d'argile limoneuse de couleur brunâtre à marron puis d'argile brunâtre avec un passage d'argile molle, le tout repose sur une couche de limon sableux graveleux qui surmonte une d'argile marneuse grisâtre.
- ✦ La résistance à la pénétration dynamique est très faible à faible entre 1 et 4m de profondeur où elle oscille autour de 10bars ce qui confirme la faible portance des couches de sol traversées, en dépassant 4m de profondeur les valeurs de résistances commencent à évoluer progressivement jusqu'à la fin de l'essai à 10m de profondeur en obtenant des valeurs plus ou moins favorables.
- ✦ L'eau a été signalée par nos moyens d'investigation à partir de 3.5m de profondeur.
- ✦ Le résultat obtenu à partir d'analyse chimique du sol a révélé une agressivité nulle.

A cet effet nous vous proposons les solutions suivantes :

- ✦ Une fondation superficielle de type semelles filantes ou selon la conception du BET ;
- ✦ L'ancrage des fondations est à 1.0m de profondeur sous la couche de remblai estimée de 1.0m d'épaisseur ;
- ✦ La contrainte admissible est de 0.9 bar donnant une valeur de tassement admissible ;
- ✦ Prévoir un drainage périphérique et profond.

LA WILAYA DE BEJAÏA, classée dans la zone de sismicité moyenne IIa, d'après le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

LE CHARGE DE L'ETUDE

LE CHEF DE DEPARTEMENT

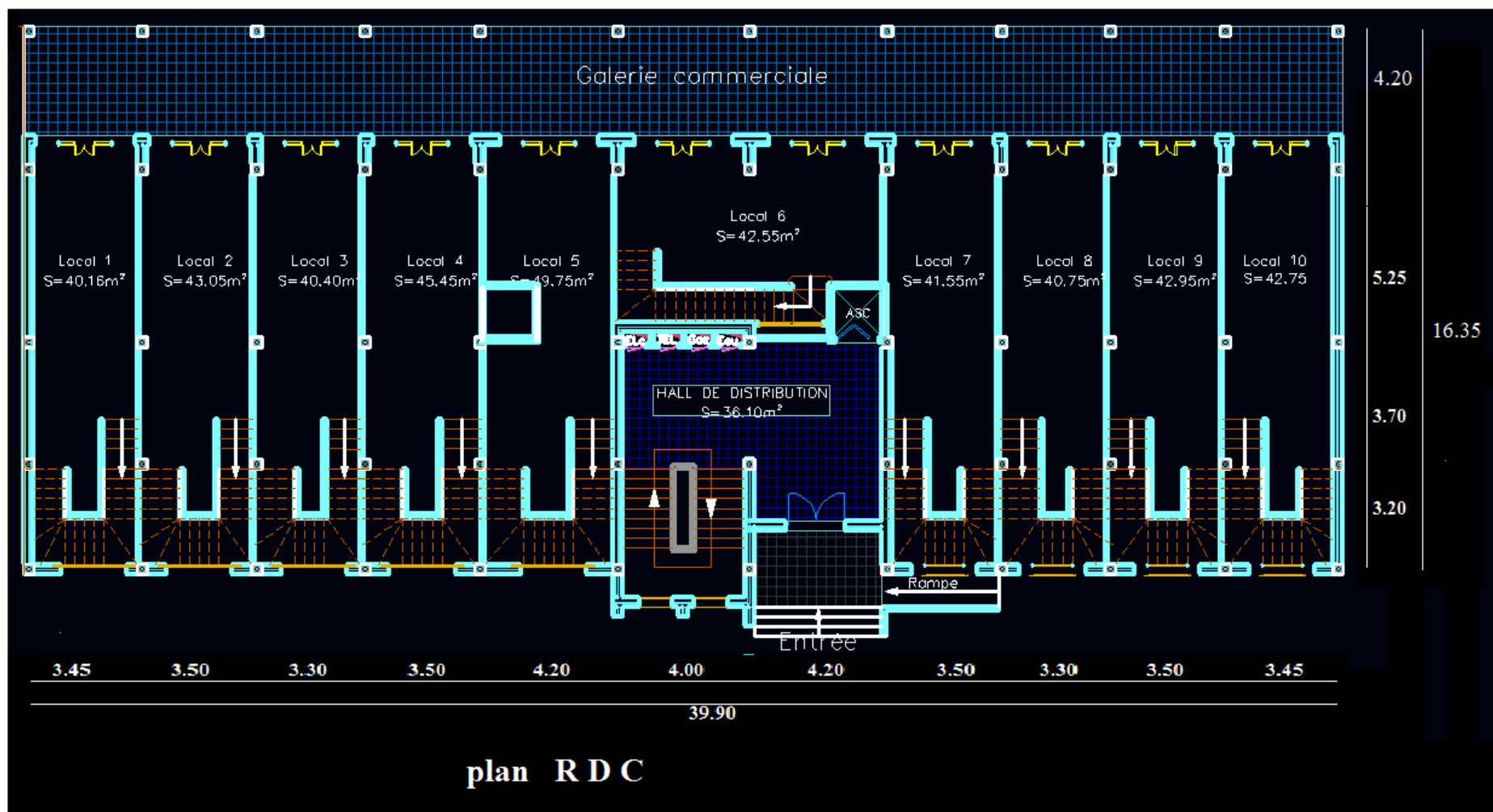
LE DIRECTEUR D'UNITE

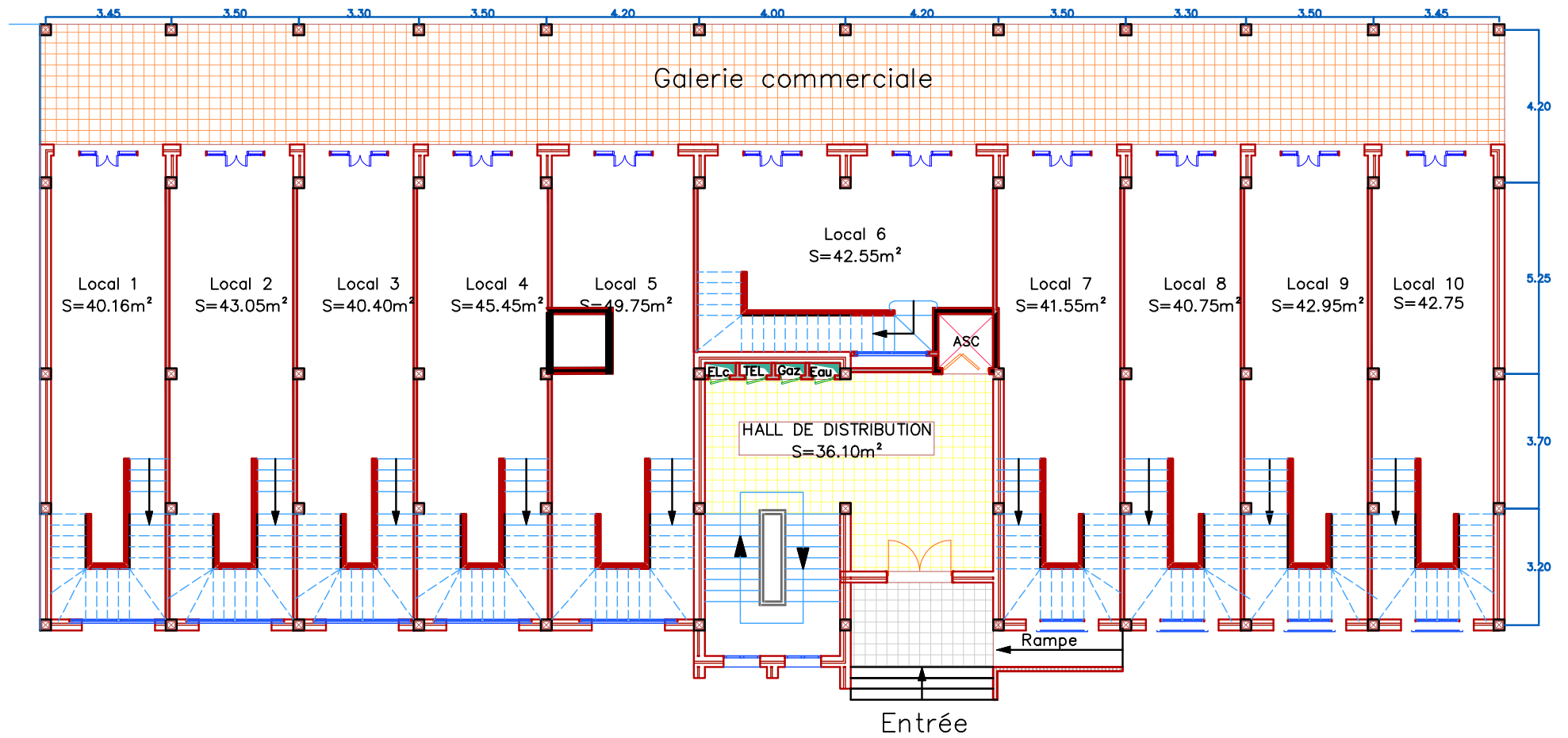
BOUGUERRA
Ingénieur Chargé d'Etudes

ETUDES

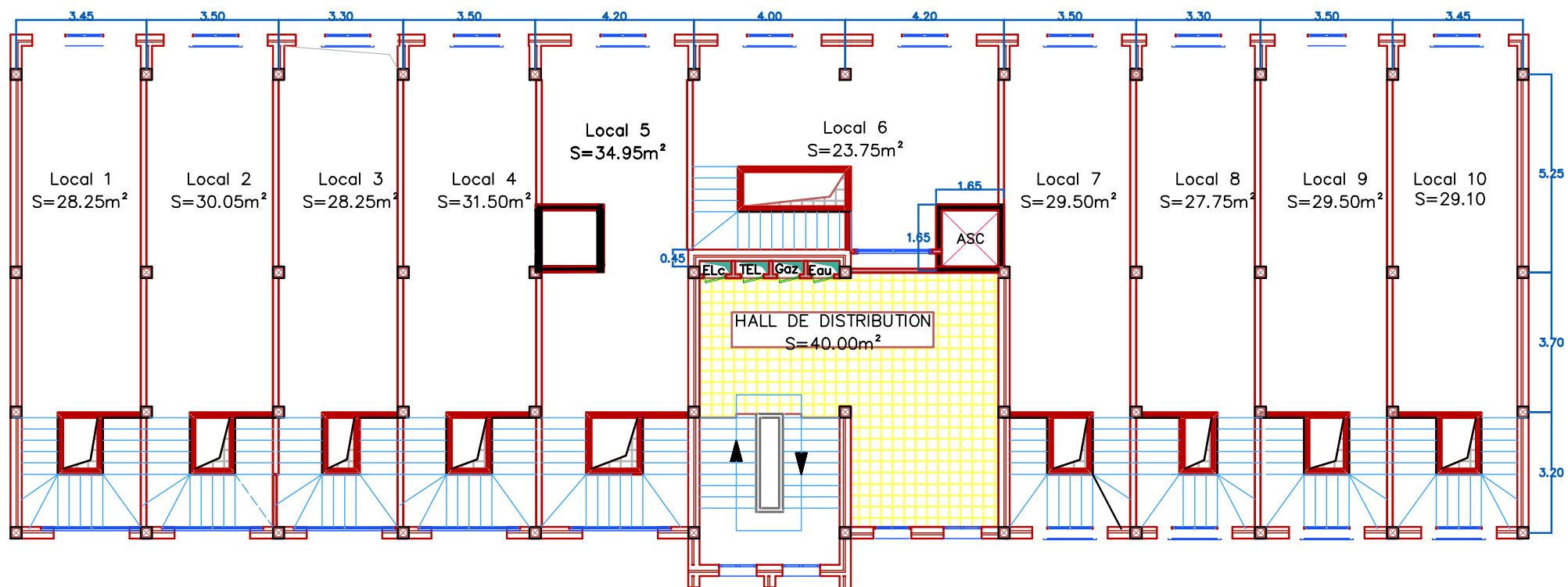
Mme. A. ZAIT

Mr M.A.ZITOUN TERKI

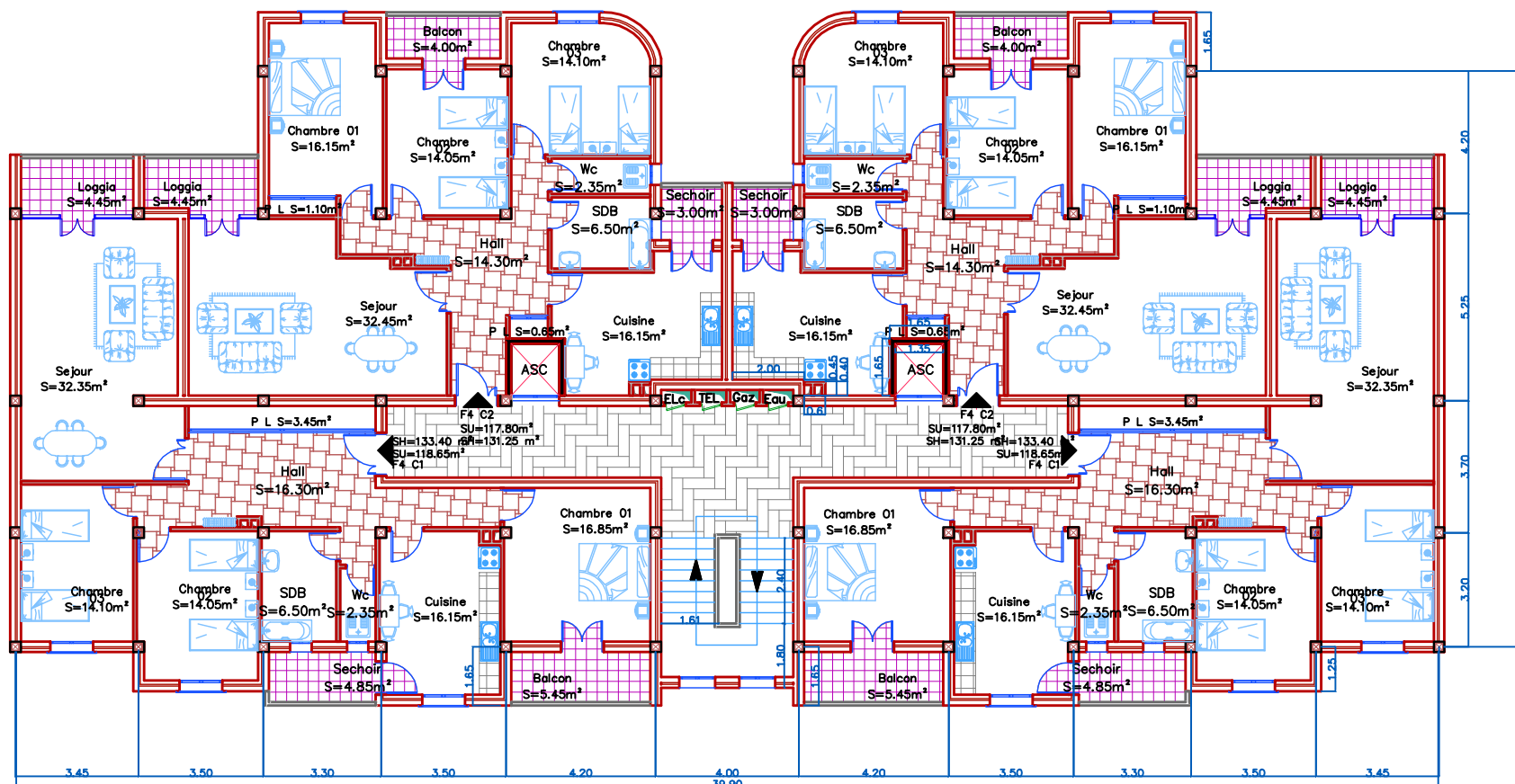




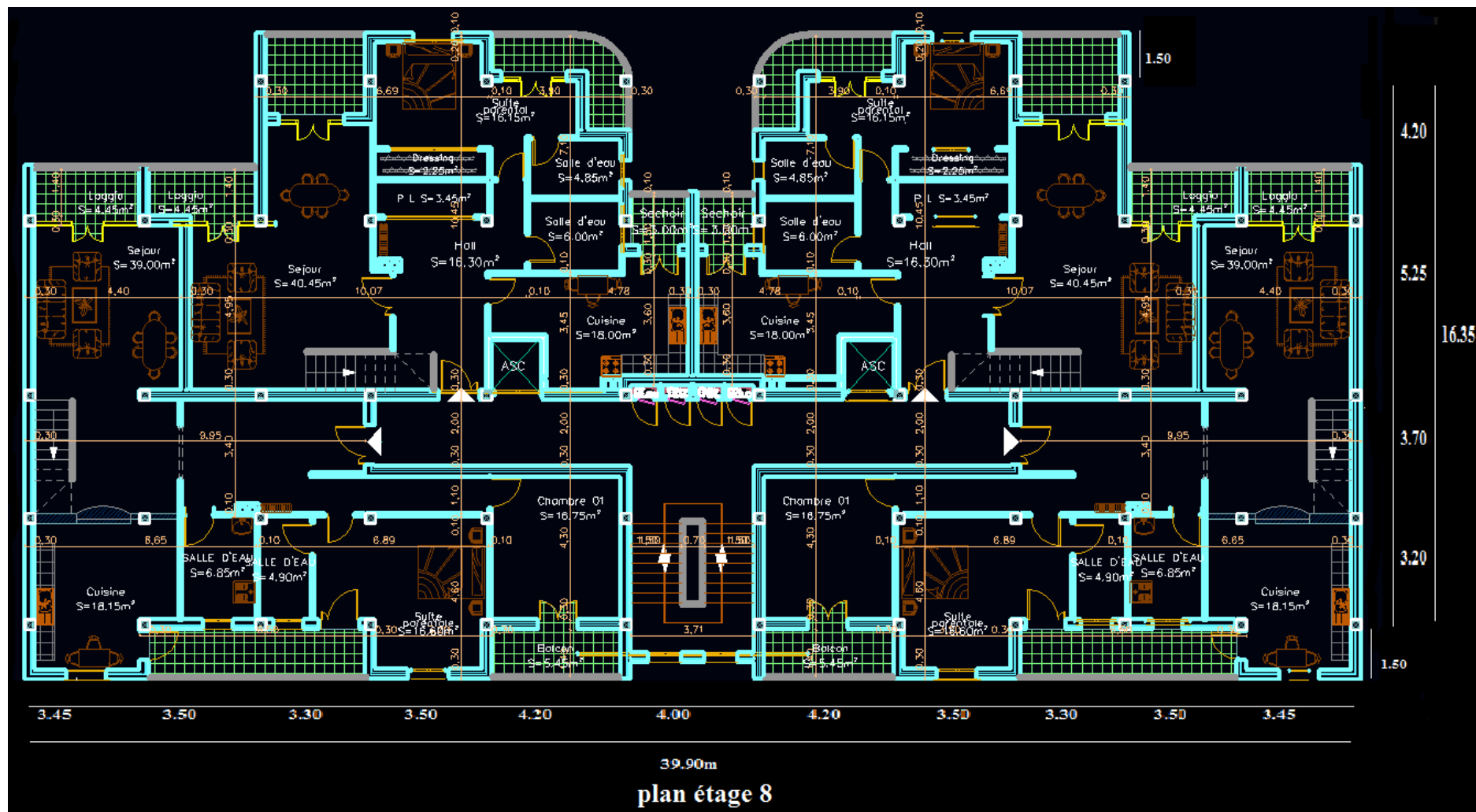
Plan R.D.C



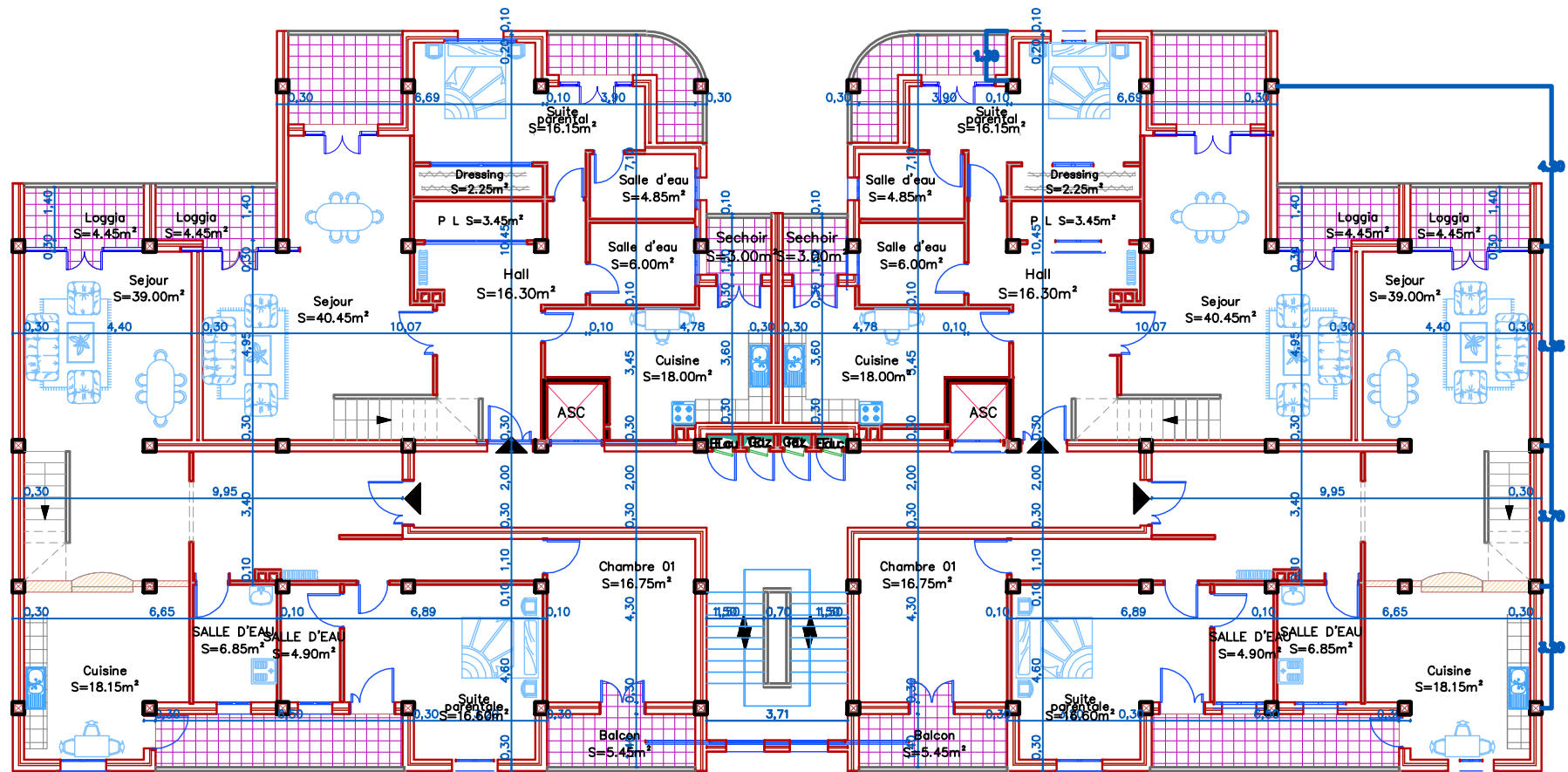
Plan sous-pente



Plan étage courant

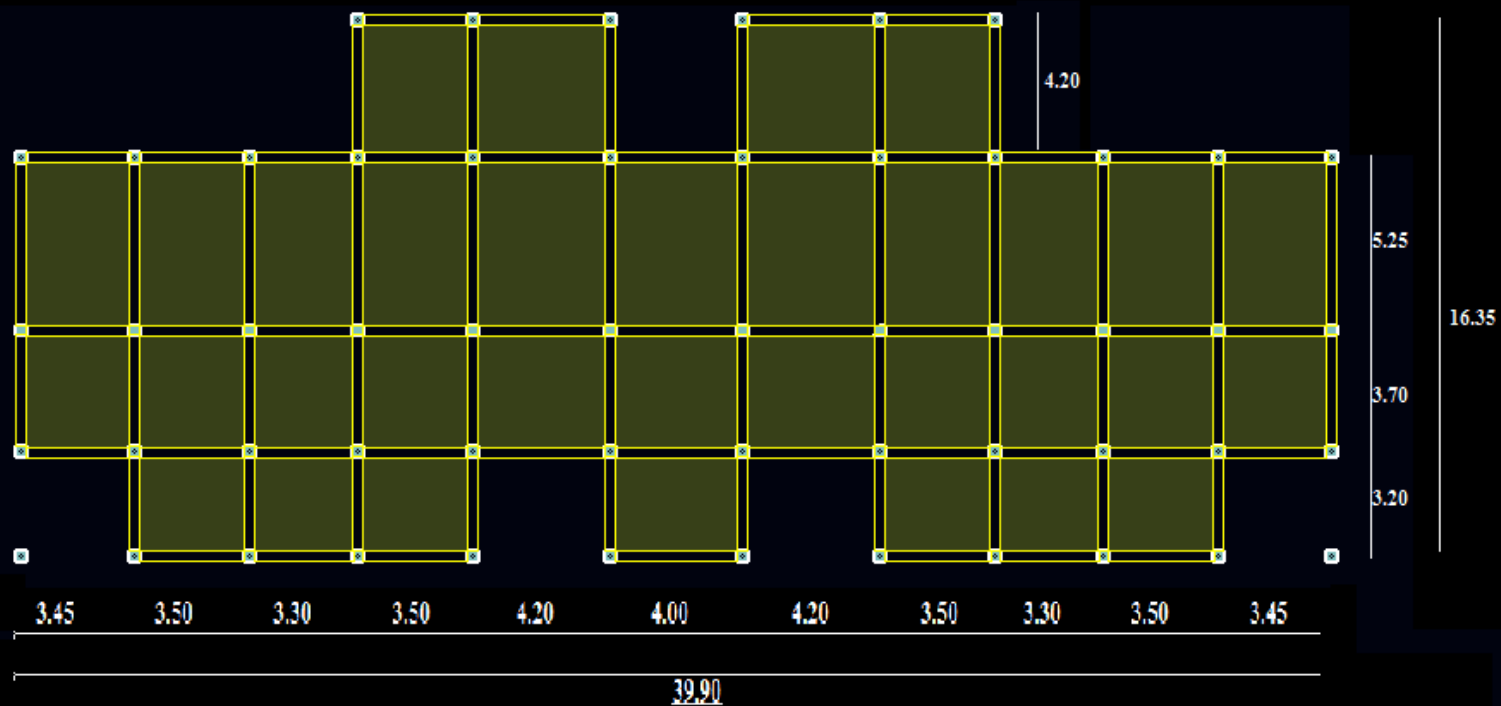


BLOC C



1^{er} niveau duplex Page 8





Plan Terrasse Inaccessible

COUPE AA

