

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et structures.

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+2 entre sols) à usage multiple (habitation,
service et commerce) contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} : KHETTAL DAHMANE
M^{er} : BAGDI TARIK

Encadreur :

M^{me}: MANSOURI .N

Promotion 2016-2017

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 M^{me} Mansouri.N: notre promotrice, 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*

Dahmane & Tarik

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chères sœurs.

A la mémoire de mes très chers grands-parents

Et ma très chère NANA

A mes très chères tantes et oncles

A mes très chers cousins.

A mon binôme et sa famille,

Et a tous mes amis sans exception

K.Dahmane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir

A mes très chers frères

A mes très chères sœurs

A mes très chères tantes et oncles

A mon binôme et sa famille

Et à tous mes amis sans exception

B.tarik

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
I.1 Introduction	02
I.2 Description architecturale	02
I.3 Caractéristique de structure	02
I.4 Caractéristique du sol d'assise	04
I.5 Etats limites de calculs	05
I.6 Caractéristique des matériaux	06
I.7 Action et sollicitations de calcul	11
I.8 Réglements et normes utilisés	13
I.9 Conclusion	14
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1 Introduction.....	15
II.2 Les planchers	15
II.3 Les escaliers	21
II.4 Les poutres	24
II.5 Étude d'acrotère	25
II.6 Les voiles	26
II.7 Les poteaux	27
II.8 Evaluation des charges permanente et surcharge d'exploitation	28
II.9 Descente de charge	31
II.10 Vérifications pour le poteau	40
II.11 conclusion	44
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
III.1 Introduction	45
III.2 Etude des planchers	80
III.3 Etude de l'acrotère.....	72
III.4 Etude de l'ascenseur	85
III.5 Etude des escaliers	93
III.6 Etude des poutres de chainages	98
III.7 Conclusion	101

SOMMAIRE

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1	Introduction	102
IV.2	Modélisation.....	102
IV.3	Choix de la méthode de calcul	103
IV.4	présentation de la méthode modale spectrale	103
IV.5	vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences RPA99/2003	112
IV.6	Conclusion	117

Chapitre V Etude des éléments principaux

V.1	Introduction.....	118
V.2	Etude des poteaux	118
V.3	Etude des poutres	129
V.4	Etude des voiles	138
V.5	Conclusion.....	145

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction.	146
VI.2	Choix de type des fondations	146
VI.3	Pré dimensionnement	148
VI.4	Les Vérifications nécessaires	149
VI.5	Ferraillage du radier.....	151
VI.6	Ferraillage du débord.....	155
VI.7	Etude des nervures	156
VI.8	Etude du mur adossé.....	161
VI.9	Conclusion.....	165

Conclusion générale

Bibliographie.

Annexes.

LISTE DES FIGURE

Figure II.1 :	Plancher à corps creux.....	15
Figure II.2.	Coupe transversale d'une poutrelle.....	16
Figure II .3	Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.....	17
Figure II.4 :	disposition des poutrelles dans le RDC, 1er et 2ème étage.....	18
Figure II.5 :	disposition des poutrelles dans l'entre sols (1) et entre sol (2).....	19
Figure II.6 :	Dalle sur 1 appui.....	20
Figure II.7 :	Dalle sur 2 appuis.....	20
Figure II.8 :	Dalle sur 3 appuis	20
Figure II.9 :	Dalle sur 4 appuis.....	20
Figure II.10 :	Schéma d'un escalier.....	21
Figure II.11 :	Schéma statique l'escalier.....	22
Figure II.12 :	coupe transversale de l'acrotère	26
Figure. II.13	Coupe verticale d'un voile.....	26
Figure II 14 :	vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges...	32
Figure II.15 :	surface afférente qui revient au poteau A1.....	32
Figure II.16 :	surface afférente qui revient au poteau A2.....	33
Figure II.17 :	surface afférente qui revient au poteau A3.....	33
Figure II.18 :	surface afférente qui revient au poteau A4.....	34
Figure III.1	Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	46
Figure III.2	Moments sur une poutre à deux travées.....	46
Figure III.3	Effort tranchant sur une poutre à deux travées.....	47
Figure III.4	Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	47
Figure III.5:	Schéma statique de la poutrelle T4 (plancher terrasse inaccessible)...	49
Figure III 6:	schéma statique type (3).....	52
Figure. III.7:	Coupe transversale d'une poutrelle.....	62
Figure III.8	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	72
Figure.III.9.	Schéma statique de la dalle D1.....	74
Figure.III.10 :	Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	78
Figure.III.11 :	Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	78
Figure.III.12 :	Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	79
Figure.III.13.	Schéma de ferrailage de la dalle D4.....	79
Figure III.14 :	les dimensions de l'acrotère.....	80
Figure III.15 :	Les Sollicitations sur l'acrotère	80
Figure III.16:	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure III.17.	schéma statique et Concept d'un ascenseur.....	86

LISTE DES FIGURE

Figure III.18 :	Cage d'ascenseur.....	87
Figure III.19 :	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	90
Figure III.20:	Coupe en élévation de l'escalier.....	91
Figure III.21	schéma statique d'escalier d'étage courant.....	92
Figure III.22	Section d'escalier à ferrailer.....	92
Figure III.23 :	Schéma de ferrailage de l'escalier type (1).....	94
Figure III.24 :	Schéma statique de la poutre palière.....	94
Figure.III.25:	Schéma de ferrailage de la poutre palière	98
Figure III.26 :	Ferrailage de la Poutre de chaînage	100
Figure IV.1 :	Spectre de réponse.....	106
Figure IV.2 :	Disposition des voiles.....	107
Figure IV.3 :	Vue 3D de la structure étudiée.....	108
Figure IV.4.	Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	110
Figure IV.5 :	Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	111
Figure IV.6 :	Mode 3 (Translation suivant l'axe Z-Z).....	112
Figure V.1	Zone nodale.....	119
Figure V.2	Section d'un poteau.....	124
Figure V.3	Ferrailage des sections des poteaux.....	126
Figure V.4	Les moments dans la zone nodale.....	135
Figure V.5	schéma de ferrailage poutre principales Entre sol.....	138
Figure V.6	Disposition des armatures verticales.....	139
Figure V.7	Schéma d'un voile pleine.....	141
Figure V.8	Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1,90m$ (Entre sol).....	145
Fig.VI.1 :	semelle isolée.....	146
Fig.VI.2 :	Semelle filante.....	147
Figure VI.3 :	Dalle sur quatre appuis.....	152
Figure VI.4:	Schéma de ferrailage du radier.....	155
Figure VI.5 :	Répartition des contraintes sur le débord	155
Figure VI.6 :	Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	157
Figure VI.7 :	Sollicitations sur les nervures transversales.....	157
Figure VI.8 :	Section à ferrailer.....	158
Figure VI.9 :	Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens XX.....	160
Figure VI.10	Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens YY.....	160
Figure. VI.11.	Diagramme des contraintes.....	162
Figure.VI.12.	Schéma de ferrailage de mur adossé	165

LISTE DES FIGURE

LISTE DES TABLEAU

Tab I.1	f_e en fonction du type d'acier.....	09
Tab II.1	Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère....	26
Tab II.2	évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.....	28
Tab II.3	évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	29
Tab II.4	évaluation des charge du palier.....	29
Tab II.5	évaluation des charges de la volé type1.....	30
Tab II.6	évaluation des charges de la volé type2.....	30
Tab II.6	évaluation des charges de la volé type3.....	31
Tab II.7	Descente charge pour le poteau (A).....	36
Tab II.8	Descente charge pour le poteau (B).....	39
Tab II.9	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A).....	41
Tab II.10	Vérification au flambement des poteaux.....	43
Tab II.11	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).....	43
Tab III.1	Les différents types de poutrelles.....	48
Tab III.2	Les différentes méthodes adoptée pour calcul des poutrelles.....	48
Tab III.3	Chargements sur les poutrelles.....	49
Tab III.4	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	55
Tab III.5	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	55
Tab III.6	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	55
Tab III.7	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis	55
Tab III.8	calcul des moments isostatique et moment en travée	56
Tab III.9	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	56
Tab III.10	calcul des moments isostatique et moment en travée	56
Tab III.11	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	56
Tab III.12	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	57
Tab III.13	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	57
Tab III.14	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	57
Tab III.15	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	58
Tab III.16	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	58
Tab III.17	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	58
Tab III.18	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	59
Tab III.19	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	59
Tab III.20	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	59
Tab III.21	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	59

LISTE DES TABLEAU

Tab III.22	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	60
Tab III.23	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	60
Tab III.24	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	60
Tab III.25	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	61
Tab III.26	calcul des moments isostatique et moment en travée.....	61
Tab III.27	calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.....	61
Tab III.28	Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers	62
Tab III.29	Evaluation de la flèche.....	68
Tab III.30	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	69
Tabl III.31	Vérification au cisaillement.....	70
Tab III.32	Vérification des états limites de compression du béton.....	70
Tab III.33	Vérification des états limites de déformation.....	71
Tab III.34	Les schémas de ferraillage des poutrelles.....	73
Tab III.35	Données des différents types de dalle pleine.....	74
Tab III.36.	Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	76
Tab III.37	Vérification de l'effort tranchant.....	76
Tab III.38	Calcul du ferraillage à l'ELU.....	76
Tab III.39	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	77
Tab III.40	Différentes combinaisons d'actions.....	82
Tab III.41	Evaluation des charges du plancher de la dalle de machine.....	87
Tab III.42	Calcul des ferraillages selon les deux sens.....	88
Tab III.43	Vérifications des états limites de compression du béton.....	89
Tab III.44	Ferraillage de l'escalier Type 1.....	92
Tab III.45	Vérification des contraintes à l'ELS.....	93
Tab III.46	vérification de la flèche d'escalier étage courant.....	93
Tab III.47	Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S).....	95
Tab III.48	Vérification des contraintes à l'ELS.....	97
Tab III.49	Ferraillage longitudinales de la poutre de chainage.....	99
Tab III.50	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre.....	100
Tab IV.1	Valeurs des pénalités.....	104
Tab IV.2	Périodes et taux de participation massique de la structure.....	109
Tab IV.3	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	113
Tab IV.4	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales...	113
Tab IV.5	Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	114
Tab IV.6	Vérifications des déplacements de niveaux.....	114

LISTE DES TABLEAU

Tab IV.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	115
Tab IV.8	Vérification de l'effort normal réduit.....	116
Tab IV.9	Dimensions finales des éléments structuraux.....	117
Tab V.1.	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	119
Tab V.2	Les sollicitations dans les poteaux.....	120
Tab V.3	Armatures longitudinale dans les poteaux.....	121
Tab V.4	Armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	122
Tab V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	123
Tab V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	124
Tab V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	125
Tab V.8	Ferraillage des sections des poteaux.....	127
Tab V.9	Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.....	130
Tab V.10	Les sollicitations les plus défavorables.....	130
Tab V.11	Armatures longitudinales dans les poutres.....	131
Tab V.12	Vérification de l'effort tranchant.....	133
Tab V.13	Vérification au cisaillement.....	133
Tab V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	134
Tab V.15	Moment résistant dans les poteaux	135
Tab V.16	Moments résistants dans les poutres.....	136
Tab V.17	Moments résistants dans les poutres secondaires.	136
Tab V.18	Vérification de la zone nodale le sens principale.....	137
Tab V.19	Vérification de la zone nodale le sens secondaire.....	137
Tab V.20	Sollicitations maximales dans le voile $V_x=2m$	141
Tab V.21	Sollicitations maximales dans le voile $V_x =1,9m$	142
Tab V.22	Sollicitations maximales dans le voile $V_y =4,25m$	142
Tab V.23	Ferraillage du voile $V_x =2m$	142
Tab V.24	Ferraillage du voile $V_x =1,9m$	143
Tab V.25	Ferraillage du voile $V_y=4,25m$	144
Tab VI.1	Tableau du ferraillage du radier.....	153
Tab VI.2	Vérification des contraintes.....	154
Tab VI.3	Section de ferraillage	155
Tab VI.4	Sollicitations de la nervure dans le sens XX.....	157
Tab VI.5	Sollicitations de la nervure dans YY.....	158
Tab VI.6	Résumé des résultats.....	158

LISTE DES TABLEAU

Tab VI.7	L'effort tranchant dans les nervures.....	158
Tab VI.8	Résumé des résultats	159
Tab VI.9	Calcul des ferrailages selon les deux sens.....	159
Tab VI.10	Section de ferrailage.....	163
Tab VI.11	Vérifications des contraintes dans le mur adossé.....	164
Tab VI.12	Section de ferrailage	164

Symboles et notation

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

Symboles et notation

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Introduction générale

Les études concernant l'activité sismique sont très importantes en termes de prévention des effets des tremblements de terre, les constructions doivent être conçues de manière à résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels.

De même qu'il est préférable pour la santé d'un être humain d'avoir une bonne hygiène de vie, avant de se soigner c'est nécessaire, il est préférable pour un bâtiment d'avoir une bonne conception pour optimiser l'application des règles de calcul parasismique en prévision d'un tremblement de terre, le calcul réglementaire d'un bâtiment mal conçu ne garantit pas son bon comportement, c'est-à-dire une meilleure stabilité.

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige, etc) ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment R+7+2 Entre sols contreventé par un système mixte (voile, portique) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les règlements et les normes vigueurs à savoir (**RPA99/2003,BAEL,CBA93D.T.U 13.2, BC 2.33.2 et le D.T.R BC 2.33.1**).

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

- ✚ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✚ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments 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.

Chapitre I

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire, économique et esthétique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelque rappel ; et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description architecturale :

Le projet à étudier est un bâtiment R+7+2 entre sols à usage multiple constitué de :

- Entre sols à usage de service
- Un RDC à usage de commerce
- 1^{er} et 2^{ème} étages à usage de service
- 3^{ème} au 7^{ème} étage à usage d'habitation

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométriques

L'ouvrage sera implanté à Sidi Ahmed dans la ville de Bejaia, qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Hauteur total de l'ouvrage : 26.01 m
- Hauteur de l'entre sol : 4.08 m
- Hauteur de RDC : 4.08 m
- Hauteur 1^{er} étage : 3.57 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Largeur : 17.00 m
- Longueur : 29.00 m

I.3.2. Système de contreventement

Selon le *RPA99 /2003* pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction 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.

I.3.3. Eléments de l'ouvrage

- ❖ **Les planchers :** Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il existe deux types :
 - ✓ **Les plancher en corps creux :** sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
 - ✓ **Les plancher en dalle plein :** Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leur épaisseur dépendant des conditions d'utilisation.
- ❖ **Poutres :** sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.
- ❖ **Voiles :** Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.
- ❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.3.1. Les éléments de remplissages

- ❖ **La maçonnerie**

- **Les murs extérieurs**: Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm. séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs de séparation intérieure**: seront en une seule paroi de brique de 10cm.

- ❖ **Les revêtements** : les revêtements de la structure sont constitués par:

- Du carrelage de 2cm pour les planchers courants.
- De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
- De mortier pour les murs de façade.

I.3.3.2. L'infrastructure :

- **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes

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

- **Les voiles périphériques** : sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie du sous sol pour reprendre la poussée des terres.

I.4. Caractéristiques du sol d'assise :

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «90 logements LPA » à sidi Ahmed ; permettent de conclure que :

- ❖ D'après les résultats des analyses chimiques, le sol (sous la couche de remblais) est constitué essentiellement par des schistes légèrement marneux, friables en surface et compactes en profondeur.

- ❖ Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, sur les deux assiettes d'investigation :
 - **Assiettes N 01** : une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **5.00 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route limitrope, dans tous les sous les remblais.
 - **Assiettes N 02** : une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeurs, par rapport au niveau de terrain actuel, dans tous les cas sous les remblais.
- ❖ D'après la classification des sites, établie dans l'article 3.3.1 du Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003, le sol est meuble (S3).
- ❖ Le sol en place est d'agressivité nulle.
- ❖ Le sol du site est sensible au contact de l'eau, il perd de sa résistance (schistes marneux).
- ❖ Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

I.5. Etats limites de calculs :

I.5.1. Définition :

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ces éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, cette structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux états limites ;

a) Etat limite ultime : Cet état correspond à la capacité portante maximale d'un ouvrage, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. On distingue dans ce cas trois états limites :

- 1) Un état limite d'équilibre statique :** concerne la stabilité de l'ouvrage ; une construction ne doit pas se renverser ni glisser sous l'effet de l'ensemble des charges qui lui sont appliquées ;
- 2) Un état limite de résistance :** concerne la non rupture de l'ouvrage, qui correspond à la détermination des quantités d'armatures à placer dans un volume de béton ;

3) **Un état limite de stabilité de forme** : Les pièces doivent résister au risque de flambement ;

b) Etat limite de service : C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation (exploitation) normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue trois états limites:

1) **Etat limite d'ouverture des fissures** : la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage, fonctions d'étanchéité ou de critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés ;

2) **Etat limite de déformation** : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres : fissurations de cloisons ou de carrelages sur une dalle trop fléchie par exemple ;

3) **Etat limite de compression du béton** : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons. Ses principaux constituants sont :

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influencent la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

I.6.1.2. Caractéristiques du béton

I.6.1.2.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = j \geq 28$ jours

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

$f_{c28} = 25$ MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30$ MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

I.6.1.2.2. Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL99 (art : A.2.1,12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; donc : $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

I.6.1.3. Contrainte limite**a) Contrainte limite à la compression** (Art 4 –3 .41 BAEL99)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad .$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraine la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.

- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Notre cas on prend ; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\theta = 1$

b) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL99)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{MPa}$$

Notre cas ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc ; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.6.1.4. Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours comprennent le retrait et le fluage est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
CBA93(Art. A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$

I.6.1.5. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL99)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible τ_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

Fissuration peu nuisible F.P.N : $\tau_{adm} = \min(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : $\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$

$\tau_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

I.6.2. Acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, forment un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

I.6.2.1. Principales armatures utilisés :

Tab I.1: f_e en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

❖ **Ronds lisses (R.L)**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

f_e = La contrainte à la limite élastique.

f_u = La contrainte à la limite de rupture.

- $f_e=215\text{MPa}$; $f_u=330$ à 490MPa .
- $f_e=235\text{MPa}$; $f_u=410$ à 490MPa .

❖ Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classe d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont ; \emptyset (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50)mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

❖ Treillis soudés

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants ; \emptyset (6,8,10,12,14).

I.6.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

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

- Contraintes limites σ_s :

✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité d'acier.

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

✓ **ELS** : **BAEL99** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ [MPa]}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.7. Action et sollicitations de calcul

I.7.1. les actions :

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

a) Les actions permanentes (G) : Leur intensités sont constantes, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.

- Les effets thermiques.

c) **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.7.2. Les sollicitations :

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

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

a) **Combinaison d'action à l'ELU:** CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ Situation durable ou transitoire :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad (\text{A.3.3,21 BAEL91})$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

ψ_{0i} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égale à 0.77 pour les bâtiments courants.

➤ Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11}Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i}Q_i \quad (\text{A.3.3,22 BAEL99})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

b) Combinaison d'action à l'E L S :

$$G \max + G \min + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3,3 BAEL99})$$

c) Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$

Situations- accidentelles $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (pour les portiques auto-stables)} \\ 0.8 \times G \pm E. \end{array} \right.$

- Avec :
- G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : l'action du séisme.

I.8. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etat Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

I.9. Conclusion

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Chapitre II

II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003),(BAEL 91),DTR BC2.2 et au (CBA93).

La transmission des charges se fait comme suite :

Charges et surcharge → poutrelles → planchers → poutres → poteaux et voiles → fondations → sol

II.2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)**.

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

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{465}{22,5} = 20.66 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 24 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)=24 \text{ cm}$.

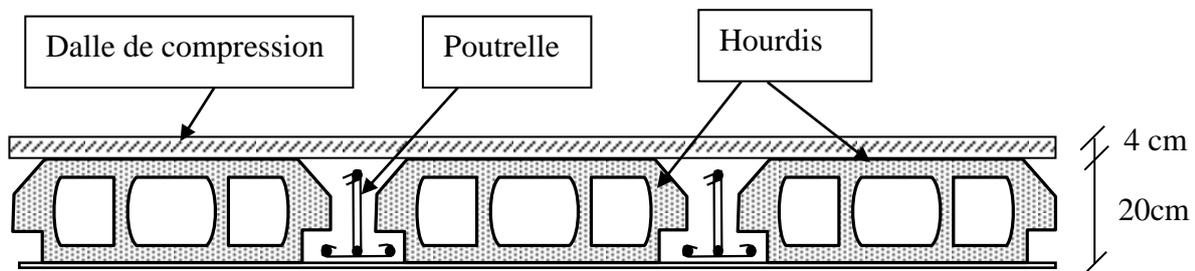


Figure II.1 : Plancher à corps creux

• **Poutrelles**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- **le critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **le 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.

NB : Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

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

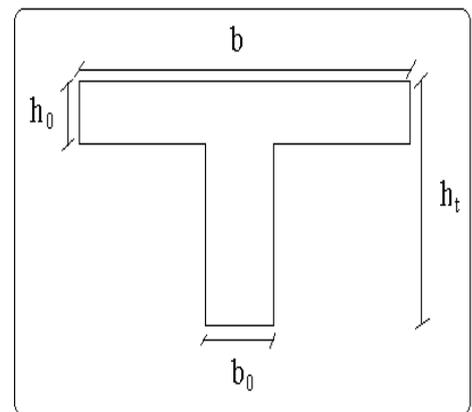


Figure II.2. Coupe transversale d'une poutrelle.

l_x : Distance entre nus de poutrelles. $l_x = l_0 - b_0$; $l_x = 65 - 10 = 55cm$

l_y : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ; $l_y = 175 - 30 = 145cm$

b_0 : Largeur de la nervure ; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (4,8 \text{ à } 12cm)$; Soit : $b_0 = 10cm$

b : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique ; $b = 65cm$.

$h_0 = 4cm$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 24cm$ hauteur totale de la poutrelle.

Plan de disposition des poutrelles :

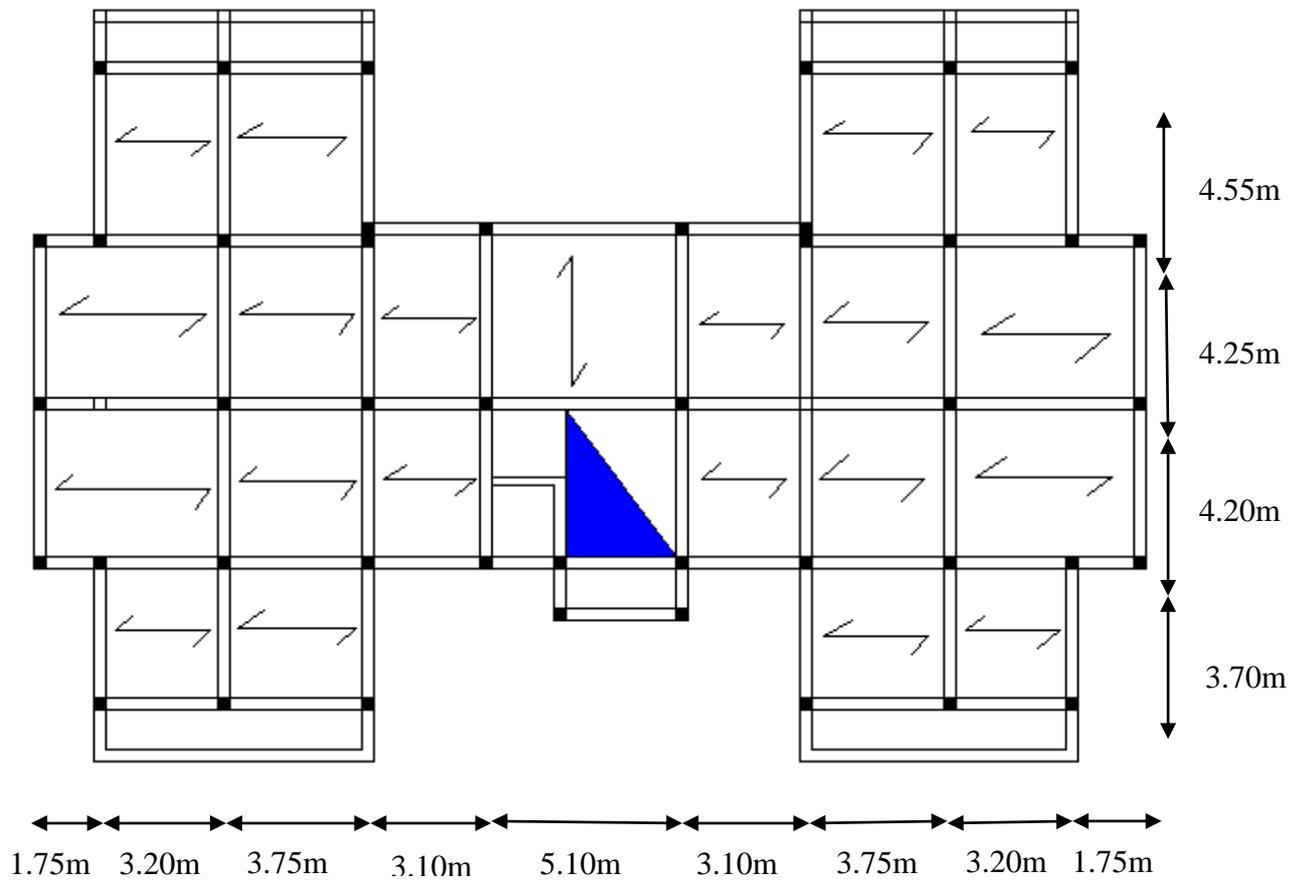


Figure II .3 Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

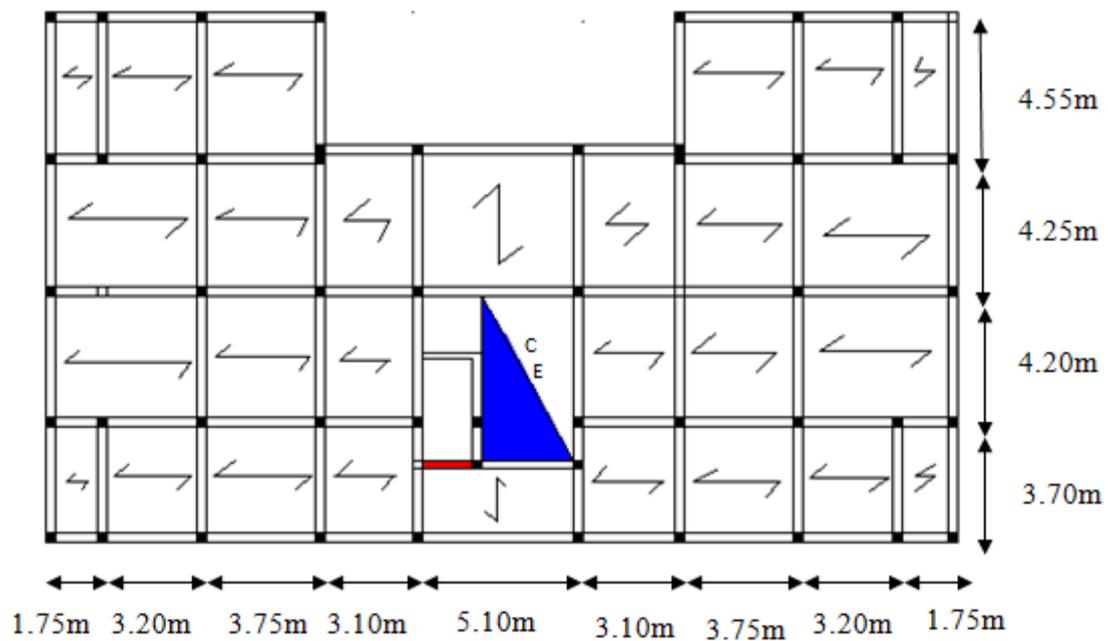


Figure II.4 : disposition des poutrelles dans le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

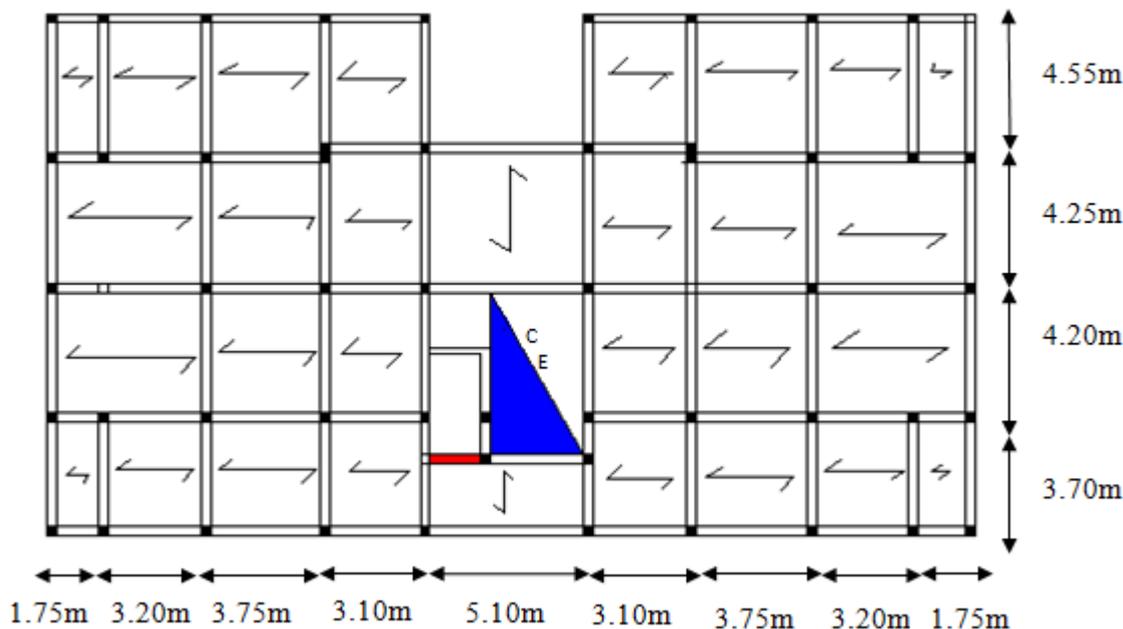


Figure II.5 : disposition des poutrelles dans l'entre sols (1) et entre sol (2)

II.2.2. plancher à Dalles pleines

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

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

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ; Avec : e = épaisseur de la dalle

b. Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

➤ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

❖ Dalle sur un seul appui

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \\ e = 4,5\text{cm} \end{cases}$$

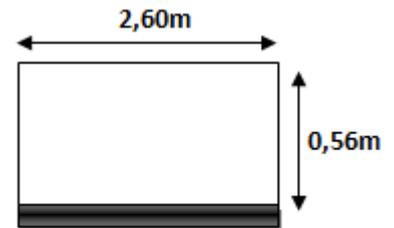


Figure II.6 : Dalle sur 1 appui

❖ Dalle sur 2 appuis (balcon)

On a : $L_x = 0,90\text{m}$; $L_y = 1,45\text{m}$

$$\begin{aligned} \rho = 0,62 > 0,4 &\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ \Rightarrow \frac{90}{45} \leq e \leq \frac{90}{40} &\Rightarrow \begin{cases} 2\text{cm} \leq e \leq 2,25\text{cm} \\ e \geq 11\text{ cm} \end{cases} \end{aligned}$$

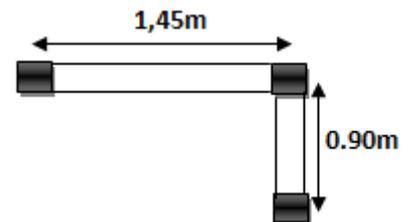


Figure II.7 : Dalle sur 2 appuis

❖ Dalle sur 3 appuis (balcon)

On a : $L_x = 1,60\text{m}$; $L_y = 1,6\text{ mm}$

$$\Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow \begin{cases} 3,33\text{cm} \leq e \leq 3,75\text{cm} \\ e \geq 11\text{ cm} \end{cases}$$

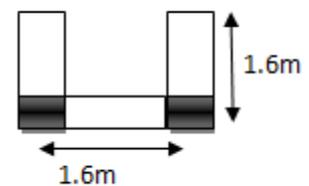


Figure II.8 : Dalle sur 3 appuis

* Dalle sur 4 appuis (local machine)

On a : $L_x = 1,6\text{m}$; $L_y = 3,9\text{m}$

$$\begin{aligned} \rho = 0,41 > 0,4 &\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ \Rightarrow \frac{1,6}{45} \leq e \leq \frac{1,6}{40} &\Rightarrow \begin{cases} 3,55\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm} \\ e \geq 11\text{ cm} \end{cases} \end{aligned}$$

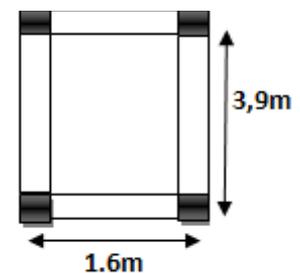


Figure II.9 : Dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles **e = 12cm**.

II.3. Les escaliers

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha=[20^0 \text{ à } 40^0]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

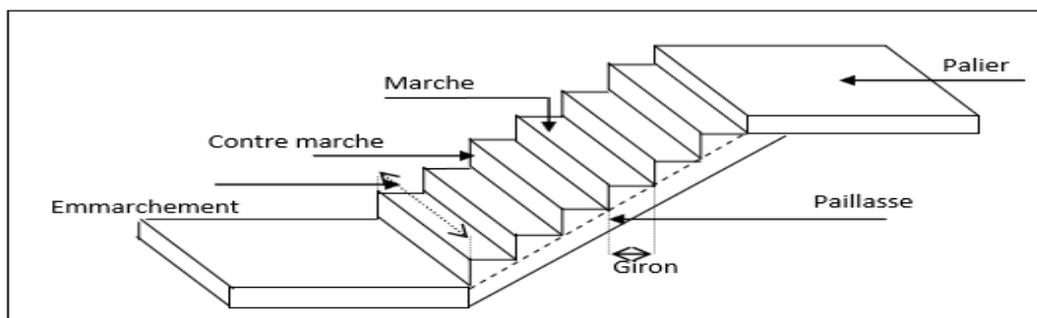


Figure II.10 : Schéma d'un escalier

❖ Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

L₀ : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée

❖ Escalier droite à deux volées

✓ Type (1) entre sol 1 au RDC

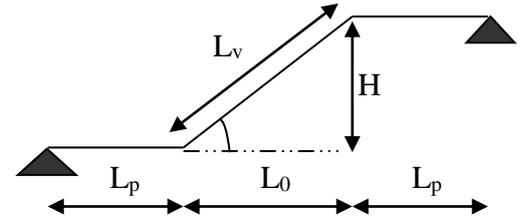


Figure II.11 : Schéma statique l'escalier

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{330^2 + 204^2} = 388 \text{ cm.}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p + L_p' \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{330^2 + 204^2} + 60 = 448 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{448}{30} \leq e \leq \frac{448}{20} \Rightarrow 14.93 \text{ cm} \leq e \leq 22.4 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend $e = 18 \text{ cm}$

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 330 \text{ cm}$; $H = 204 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 204 + 330)n + 2 \times 204 = 0$$

$$64n^2 - 802n + 408 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 12$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 11$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{330}{11} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{204}{12} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{204}{330} = 0.62 \Rightarrow \alpha = 31.72$$

✓ **Type (2) 3^{ème} aux 7^{ème} étage**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285\text{cm.}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p + L_p' \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 170 = 455\text{cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{455}{30} \leq e \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 15.16\text{cm} \leq e \leq 22.75\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend **e= 18cm**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 330\text{ cm} ; H = 204\text{ cm.}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610 + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n -1 = 8.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm.}$

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm.}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.51$$

✓ **Type (3) escalier 1^{er} étage**

H=1.785 m

Lo=2.70 m

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{178.5^2 + 270^2} = 323.66 \text{ cm.}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p + L_p' \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{178.5^2 + 270^2} + 140 = 463.67 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{463.67}{30} \leq e \leq \frac{463.67}{20} \Rightarrow 15.45 \text{ cm} \leq e \leq 23.18 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend **e = 18 cm**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 330 \text{ cm}$; $H = 204 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 178.5 + 2.70)n + 2 \times 1.785 = 0$$

$$64n^2 - 691 + 375 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 10**.

Le nombre de marche est : **n - 1 = 9**.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{178.5}{10} = 17.85 \Rightarrow h = 18 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17.85 \text{ cm}$.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_g}{L} = \frac{178.5}{270} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 33.47$$

II.4. Les poutres

a- Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

$$\underline{AN}: \quad L_{\max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40cm. b = 30cm.**

• Vérifications

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 40 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $40/30 = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **(b×h) = (30× 40) cm².**

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de la flèche}).$$

AN :

$$L_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 46.5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35cm. b = 30cm.**

• Vérifications

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $35/30 = 1.166 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : **(b×h) = (30× 35) cm².**

II.5. Étude d'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il

sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_P .

On prend H: 60 cm

$$S = (0.6 \times 0.1) + [(0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2]$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

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

S : surface de la section droite de l'acrotère

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

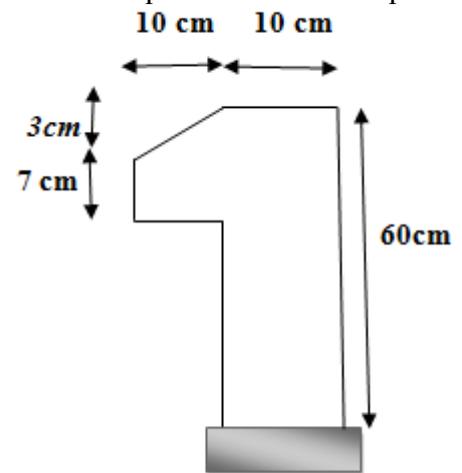


Figure II.12 : coupe transversale de l'acrotère

Tableau II.1 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.7125	0.42	2.12	1

II.6. Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le **RPA 99 (article 7.7.1)**. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc ; $e \geq \max (h_e/20; 15\text{cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;

e : l'épaisseur de voile

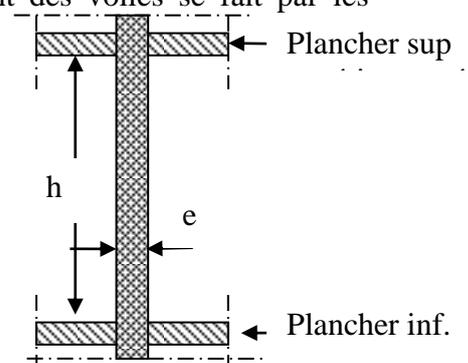


Figure. II.13 Coupe verticale d'un voile

On a :

➤ $h_e=306-20=286\text{cm}$ pour étage courant.

$e \geq \max(14,3\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$

➤ $h_e =408-20=388\text{cm}$ pour entre sol.

$e \geq \max(19.4\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 20\text{cm}$

➤ $h_e=357-20=377\text{cm}$ pour 1ere étage.

$e \geq \max(16.85\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 20\text{cm}$

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 20\text{cm}$ pour les entre sol, RDC et 1^{er} étage.

$e = 15\text{cm}$ dans les étages courants.

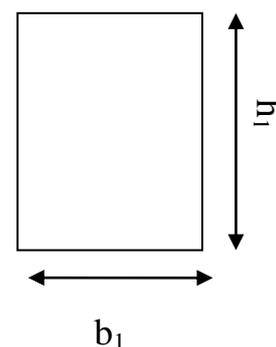
II.7. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Condition RPA :

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



Tel que :

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ❖ Entre sol est de section (55×60) cm^2 .
- ❖ La RDC et 1^{er} étages est de section (50×55) cm^2 .
- ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section (45×50) cm^2 .

- ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section (40x45) cm².
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section (35x40) cm²

II.8. Evaluation des charges permanente et surcharge d’exploitation des planchers :

Tableau II.2: évaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations des planchers.

plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.20	
	4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					6.61	
Plancher Courant à usage d’habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d’habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20	2.5 pour le plancher de service
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	/	/	1.00	
Total					5.68	
Dalle pleine, RDC, balcon et plancher central	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	05 pour le plancher commercial (RDC et Entre sol)
	4	Dalle pleine	25	0.12	3.00	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

✓ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.3 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire	/	0.05	/
	Brique creuse	9	0.10	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.80
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
	Brique creuse	9	0.10	0.90
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.38

✓ Evaluation des charges d'escaliers

➤ Palier

Tableau II.4 : évaluation des charge du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Total (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,18	4,25
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G			5.98 (KN/m²)
Charge d'exploitation Q			2.5 (KN/m²)

➤ Volée Type 1 (entre sols et RDC)

Tableau II.5 : évaluation des charges de la volée type1

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Total
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,44
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,25
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/(cos(31,72))	3.83
Enduit de ciment	0,015/(cos(33,47))	0,32
Garde de corps	/	0.6
Charge permanente G		7.94 (KN/m²)
Charge d'exploitation Q		2.5 (KN/m²)

➤ **Volée type (2) 1^{er} étage.**

Tableau II.6 : évaluation des charges de la volée type2

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Total
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,44
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,25
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/(cos(33,47))	5,40
Enduit de ciment	0,015/(cos(33,47))	0,32
Garde de corps	/	0.6
Charge permanente G		9.51 (KN/m²)
Charge d'exploitation Q		2.5 (KN/m²)

➤ Volée type(3) 2^{ème} aux 7^{ème} étage

<i>Tableau II.6 : évaluation des charges de la volée type3</i>		
Désignation des éléments	épaisseur (m)	Total
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,44
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,25
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/(cos(32,52))	5,34
Enduit de ciment	0,015/(cos(32,52))	0,32
Garde de corps	/	0.6
Charge permanente G		9.45 (KN/m²)
Charge d'exploitation Q		2.5 (KN/m²)

II.9. Descente de charges

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (A) comme montre la figure avant (II.3).

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous l'acrotère : Q_0

Sous la terrasse : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

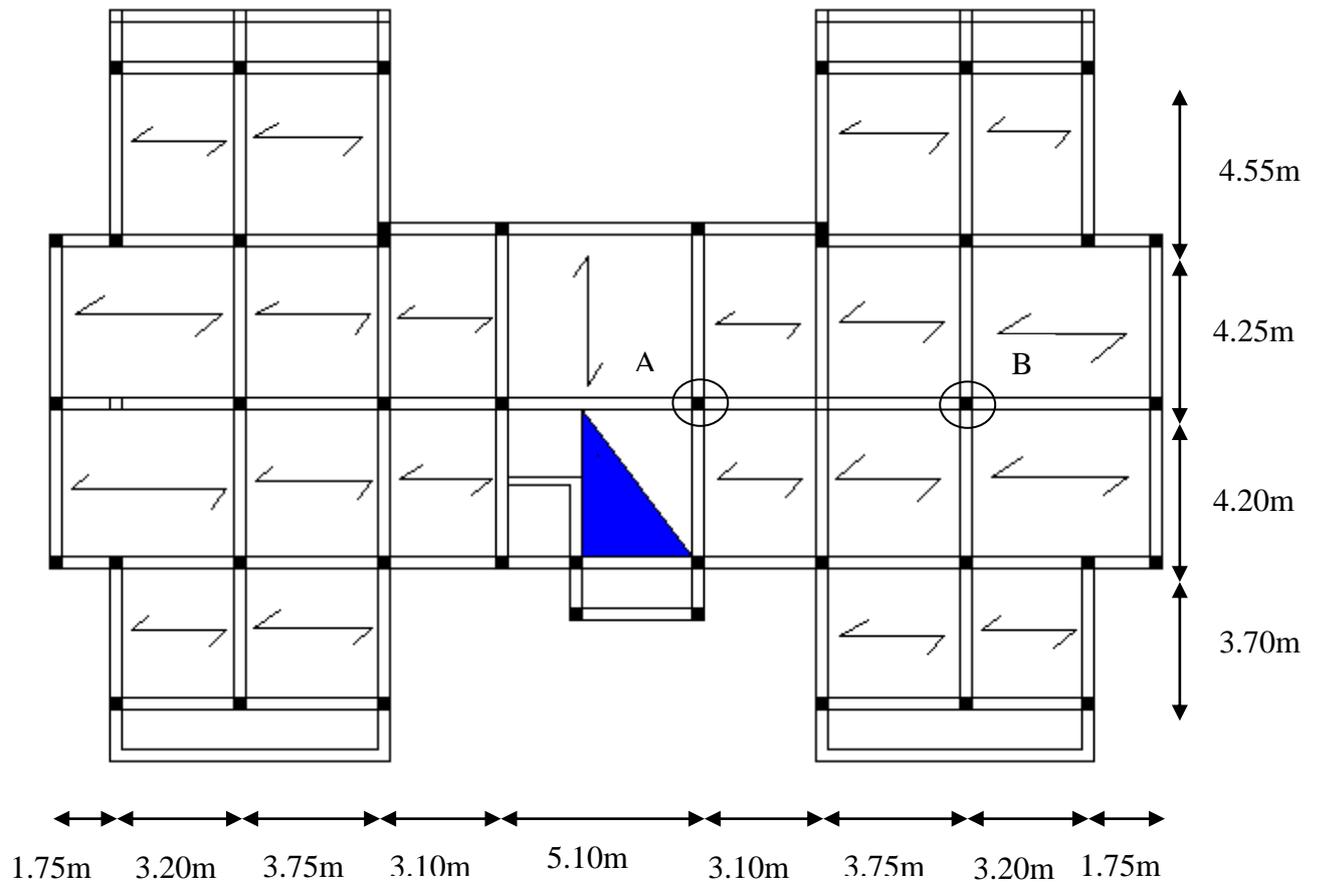


Figure II 14 : vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

II.9.1. Calcul du poids propre de l'élément revenant au poteau A

▪ Poids des planchers

✓ Plancher terrasse inaccessible

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 2.73 + 2.975 + 5.1 + 4.68$$

$$S = 15.485 \text{ m}^2$$

$$G = G_{terrasse} \times S = 102.35 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{terrasse} \times S = 15.485 \text{ K}$$

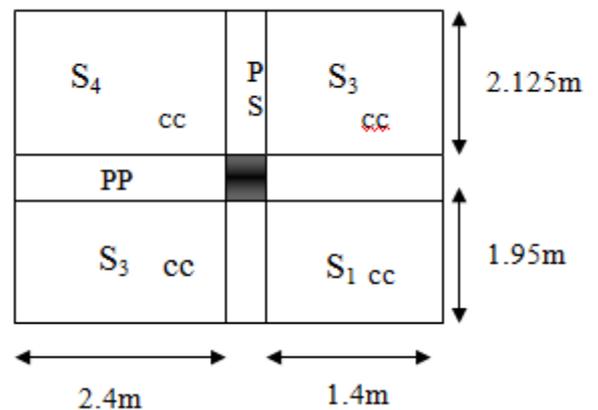


Figure II.15 : surface afférente qui revient au poteau A1

✓ Plancher niveau 7

- Partie corps creux

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 10.8 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{etage courant}} \times S = 61.34 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{etage courant}} \times S = 16.2 \text{ KN}$$

- Partie d'escalier

$$\text{Palier} \left\{ \begin{array}{l} S = 3.24 \text{ m}^2 \\ G = G_{\text{palier}} \times S = 19.37 \text{ KN} \\ Q = Q_{\text{palier}} \times S = 8.1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{volée} \left\{ \begin{array}{l} L'_v = \sqrt{0,6^2 + 0,38^2} = 0.71 \text{ m} \\ S = 0.64 \text{ m}^2 \\ G = G_{\text{volée}} \times S = 6.48 \text{ KN} \\ Q = Q_{\text{volée}} \times S = 1.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

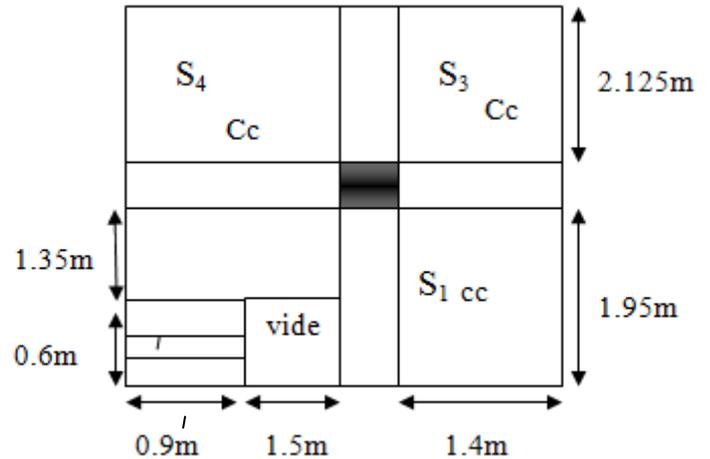


Figure II.16 : surface afférente qui revient au poteau A2

✓ Plancher niveau 6 au 3

- Partie corps creux

$$S = 10.8 \text{ m}^2$$

$$G = 61.34 \text{ KN}$$

$$Q = 16.2 \text{ KN}$$

- Partie d'escalier

$$\text{Palier} \left\{ \begin{array}{l} S = 3.24 \text{ m}^2 \\ G = 19.37 \text{ KN} \\ Q = 8.1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

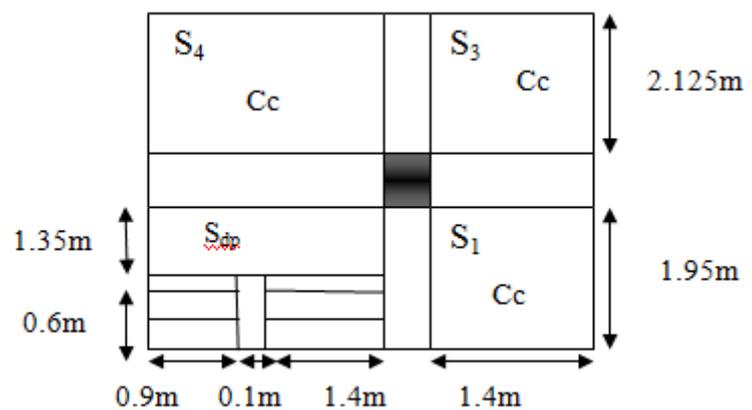


Figure II.17 : surface afférente qui revient au poteau A3

$$\text{volée} \left\{ \begin{array}{l} S=(0.9+1.4) \times 0.71=1.633 \text{ m}^2 \\ G=15.43 \text{ KN} \\ Q=4.08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Plancher niveau 2**

- **Partie corps creux**

$$S=10.8 \text{ m}^2$$

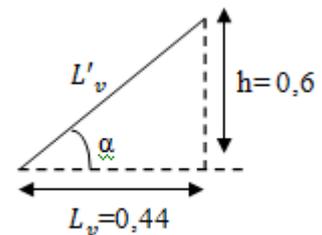
$$G=61.34 \text{ KN}$$

$$Q=16.2 \text{ KN}$$

- **Partie d'escalier**

$$\text{Palier} \left\{ \begin{array}{l} S=3.24 \text{ m}^2 \\ G=19.37 \text{ KN} \\ Q=8.1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{volée} \left\{ \begin{array}{l} L'_v=\sqrt{0,6^2+0,44^2}=0.74 \text{ m} \\ S=1.71 \text{ m}^2 \\ G=16.27 \text{ KN} \\ Q=4.27 \text{ KN} \end{array} \right.$$



✓ **Plancher niveau RDC et entre sol**

- **Partie corps creux**

$$S=10.8 \text{ m}^2$$

$$G=61.34 \text{ KN}$$

$$Q=16.2 \text{ KN}$$

- **Partie d'escalier**

$$\text{Palier} \left\{ \begin{array}{l} S=1.44 \text{ m}^2 \\ G=8.61 \text{ KN} \\ Q=3.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

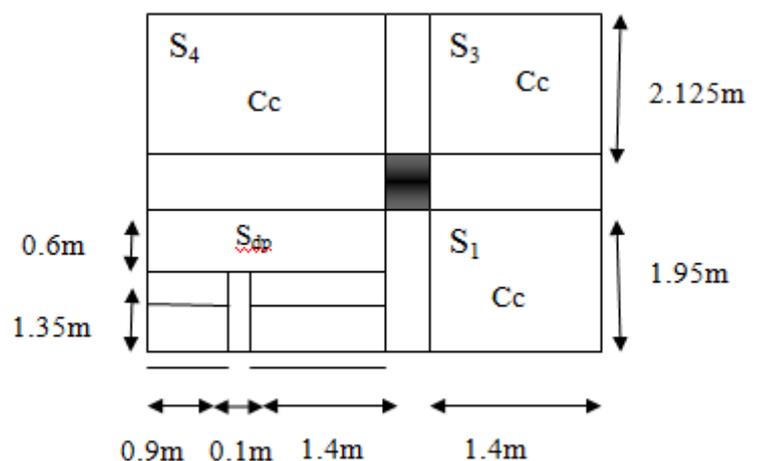
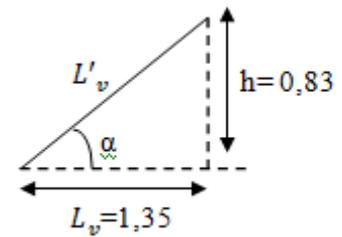


Figure II.18 : surface afférente qui revient au poteau A4

$$\text{Volée} \left\{ \begin{array}{l} L'_v = \sqrt{1,35^2 + 0,83^2} = 1.58\text{m} \\ S = (0.9 \times 1.58) + (1.4 \times 1.58) = 3.63 \text{ m}^2 \\ G = 7.94 \times 3.63 = 3.28.82 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 3.63 = 9.08 \text{ KN} \end{array} \right.$$



▪ **Poids des poutres**

$$L_{pp} = 4.075 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 3.8 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 4.015 \times 25 = 12.045 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 3.8 \times 25 = 9.97 \text{ KN}$$

▪ **Poids de poteaux :**

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

Les deux entres sols : section des poteaux $(55 \times 60) \text{ cm}^2$; $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$P = 0.55 \times 0.6 \times 25 \times 4.08 = 33.66 \text{ KN}$$

RDC : section des poteaux $(50 \times 55) \text{ cm}^2$; $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$P = 0.5 \times 0.55 \times 25 \times 4.08 = 28.05 \text{ KN}$$

1ere étage : section des poteaux $(55 \times 60) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.57 \text{ m}$

$$P = 0.5 \times 0.55 \times 25 \times 3.57 = 24.54 \text{ KN}$$

2eme et 3eme étage : section des poteaux $(45 \times 50) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P = 0.45 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

4eme et 5eme étage : section des poteaux $(40 \times 45) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P = 0.4 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

6eme et 7eme étage : section des poteaux $(35 \times 40) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P = 0.35 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (A) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.7 Descente charge pour le poteau (A)

	niveau	Elément	poids propres G(Kn)	surcharges Q(Kn)
Etage 7	0	plancher	96,9361	15,485
		poutres	22,2	
		poteaux	10,71	
	Σ		135.26585	15,485
Etage 6	1	venant de 7	135.26585	41,385
		plancher	61.34	
		escalier	25.43	
		poutres	22,2	
		poteaux	10,71	
la SOMME		254.94305	41,385	
Etage 5	2	venant de 6	254.94305	67.04625
		plancher	61.34	
		escalier	34.79	
		poutres	22,2	
		poteaux	13,77	
la SOMME		387.03575	67.04625	
Etage 4	3	venant de 5	387.03575	89.87
		plancher	61.34	
		escalier	34.79	
		poutres	22,2	
		poteaux	13,77	
la SOMME		519.12845	89.87	
Etage 3	4	venant de 4	519.12845	109.85625
		plancher	61.34	
		Escalier	34.79	
		poutres	22,2	
		poteaux	17,2	
la SOMME		654.65115	109.85625	
Etage 2	5	venant de 3	654.65115	127.005
		plancher	61.34	
		Escalier	34.79	
		poutres	22,2	
		poteaux	17,2	
la SOMME		790.17385	127.005	
Etage 1	6	venant de 2	790.17385	149.41625
		plancher	61.34	

		Escalier	37,44	149.41625
		poutres	22,2	
		poteaux	24,55	
		la SOMME	933.14435	
RDC	7	venant de 1	933.14435	190.66357
		plancher	61.34	
		Escalier	37.44	
		poutres	22,2	
		poteaux	28,05	
		la SOMME	1082.17175	
Entre sol 1	8	venant de rdc	1082.17175	211.37093
		plancher	61.34	
		Escalier	37.44	
		poutres	22,2	
		poteaux	33,65	
		la SOMME	1236.79915	
Entre sol 2	9	venant de es	1236.79915	231.885
		plancher	61.34	
		Escalier	37.44	
		poutres	22,2	
		poteaux	33,65	
		la SOMME	1391.42655	

II.9.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (B)

▪ **Poids des planchers :**

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

- **Corps creux :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 3.4 + 3.36 + 4.53 + 4.6 = 15.89 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{terrasse}} \times S = 105.032 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} \times S = 15.89 \text{ KN}$$

✓ **Plancher étage courant**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15.89 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{etage courant}} \times S = 106.145 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{etage courant}} \times S = 23.835 \text{ KN}$$

✓ **Plancher d'étage de service**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 15.89 \text{ m}^2$$

$$G = G_{service} \times S = 106.145 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{service} \times S = 39.725 \text{ KN}$$

✓ **Plancher d'étage de commerce**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 15.89 \text{ m}^2$$

$$G = G_{commerce} \times S = 106.145 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{commerce} \times S = 79.45 \text{ KN}$$

▪ **Poids des poutres**

$$L_{pp} = 3.925 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 4.05 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 3.925 \times 25 = 11.775 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{ KN}$$

▪ **Poids des poteaux**

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

Les deux entres sols : section des poteaux $(55 \times 60) \text{ cm}^2$; $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$P = 0.55 \times 0.6 \times 25 \times 4.08 = 33.66 \text{ KN}$$

RDC : section des poteaux $(50 \times 55) \text{ cm}^2$; $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$P = 0.5 \times 0.55 \times 25 \times 4.08 = 28.05 \text{ KN}$$

1er étage : section des poteaux $(55 \times 60) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.57 \text{ m}$

$$P = 0.5 \times 0.55 \times 25 \times 3.57 = 24.54 \text{ KN}$$

2eme et 3eme étage : section des poteaux $(45 \times 50) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P = 0.45 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

4eme et 5eme étage : section des poteaux $(40 \times 45) \text{ cm}^2$; $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P=0.4 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

6eme et 7eme étage : section des poteaux (35×40) cm²; h_e = 3.06 m

$$P=0.35 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$

Tableau II.8 Descente charge pour le poteau (B)

Etage	niveau	élément	pooids propres G(Kn)	surcharges Q(Kn)
étage 7	0	plancher	105,0329	15,89
		poutres	22,4	
		poteaux	10,71	
	Σ		138,1429	15,89
étage 6	1	venant de 7	138,1429	39,725
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	10,71	
	la SOMME		261,5081	39,725
étage 5	2	venant de 6	261,5081	61,1765
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	13,77	
	la SOMME		387,9333	61,1765
étage 4	3	venant de 5	387,9333	80,2445
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	13,77	
	la SOMME		514,3585	80,2445
étage 3	4	venant de 4	514,3585	96,929
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	17,2125	
	la SOMME		644,2262	96,929
Etage2	5	venant de 3	644,2262	111,23
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	17,2125	
	la SOMME		774,0939	111,23
étage 1	6	venant de 2	774,0939	135,065
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	24,525	

	la SOMME		911,2741	135,065
RDC	7	venant de 1	911,2741	186,14
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	28,05	
	la SOMME		1051,9793	186,14
Entre sol 1	8	venant de E,S	1051,9793	207,0665625
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	33,65	
	la SOMME		1198,2845	207,0665625
Entre sol 2	9	venant de RDC	1198,2845	227,7566667
		plancher	90,2552	
		poutres	22,4	
		poteaux	33,65	
	la SOMME		1344,5897	227,7566667
Nu =2156.831095 KN				

D’après les deux tableaux on remarque que le poteau (A) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

II.10. Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l’effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1.35 \times 1391.42655 + 1.5 \times 231.885 = 2226.25 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base Nu=2448.878 KN

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2448.878}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.168m^2$$

A la base(entre sol) $B=0.55 \times 0.60 = 0.33 m^2 > 0,186 m^2 \rightarrow c'est\ vérifiée.$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tableau II.9 : Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A)

Etages	Nu*	comparaison $B \geq B_{cal}$		Observation
		B	Bcalc	
7	226,42	0,14	0,01598259	Vérifier
6	446,875	0,14	0,03154412	Vérifier
5	685,374	0,18	0,04837934	Vérifier
4	919,191	0,18	0,06488407	Vérifier
3	1153,419	0,225	0,08141781	Vérifier
2	1382,966	0,225	0,09762113	Vérifier
1	1632,256	0,275	0,11521807	Vérifier
RDC	1921,619	0,275	0,13564369	Vérifier
Entre sol2	2189,408	0,33	0,15454645	Vérifier
Entre sol1	2448,878	0,33	0,17286198	Vérifier

On remarque que la condition $B > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux

b. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec:

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2)*(b-2)$).

A_s : Section d'acier.

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

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

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

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

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

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

Tableau II.10 : Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	H	N	b	h	L0	Lf	i	landa	alpha	Br	Br cal
ES 1	4,08	2448,87	0,55	0,6	3,68	2,576	0,1732	14,873	0,82	0,3074	0,135767
ES 2	4,08	2189,408	0,55	0,6	3,68	2,576	0,1732	14,873	0,82	0,3074	0,1214
RDC	4,08	1921,619	0,5	0,55	3,68	2,576	0,1588	16,222	0,815	0,2544	0,1072
1	3,57	1632,256	0,5	0,55	3,17	2,219	0,1588	13,974	0,824	0,2544	0,0901
2	3,06	1382,966	0,45	0,5	2,66	1,862	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,0759
3	3,06	1153,419	0,45	0,5	2,66	1,862	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,0633
4	3,06	919,191	0,4	0,45	2,66	1,862	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0508
5	3,06	685,374	0,4	0,45	2,66	1,862	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0379
6	3,06	446,875	0,35	0,4	2,66	1,862	0,1155	16,121	0,815	0,1254	0,0249
7	3,06	226,42	0,35	0,4	2,66	1,862	0,1155	16,121	0,815	0,1254	0,0126

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifié dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Tableau II.11 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).

Poteau	(55×60)	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	55	50	45	40	35	<i>vérifiée</i>
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	20.4	20.4	15.3	15.3	15.3	<i>vérifiée</i>
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,916	0,909	0,9	0,888	0,875	<i>vérifiée</i>

II.11. Conclusion

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

- Plancher :
 - ❖ Pour le corps creux est (20+4) ; pour les dalles plein $e = 12\text{cm}$

- Poutres :
 - ❖ Poutres principales : $30 \times 40\text{ cm}^2$
 - ❖ Poutres secondaires : $30 \times 35\text{ cm}^2$

- Escalier (volée + palier)
 - ❖ Nous avons adopté une épaisseur $e = 18\text{cm}$.

- voiles :
 - ❖ $e_p = 20\text{ cm}$ pour les deux entres sols, RDC et 1^{er} étage .
 - ❖ $e_p = 15\text{cm}$ pour les étages courant.

- Poteaux :
 - ❖ Entre sol est de section $(55 \times 60)\text{ cm}^2$.
 - ❖ La RDC et 1^{er} étages est de section $(50 \times 55)\text{ cm}^2$.
 - ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section $(45 \times 50)\text{ cm}^2$.
 - ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section $(40 \times 45)\text{ cm}^2$.
 - ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section $(35 \times 40)\text{ cm}^2$.

Chapitre III

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers.
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III.2 Etude du plancher

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1. Plancher à corps creux

❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire** :(BAEL91/99 art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N).

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15M_0$, tel que $M_0 = \max(M^l_0, M^r_0)$,

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

b. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

c. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$ degré de surcharge.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré

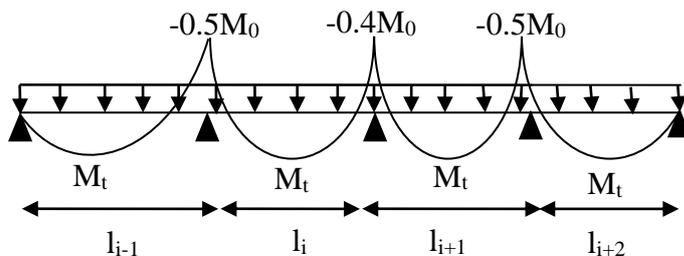


Figure III.1 Moments sur une poutre à plus de trois travées

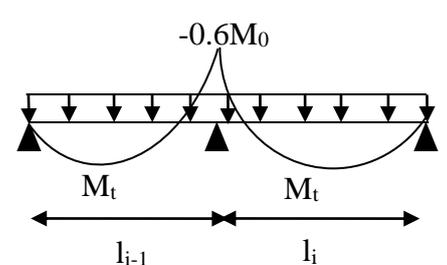


Figure III.2 Moments sur une poutre à deux travées

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement 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 appuis voisins de rive.

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.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

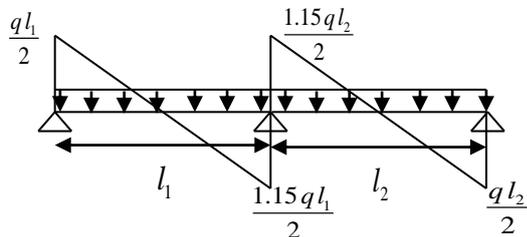


Figure III.3 Effort tranchant sur une poutre à deux travées

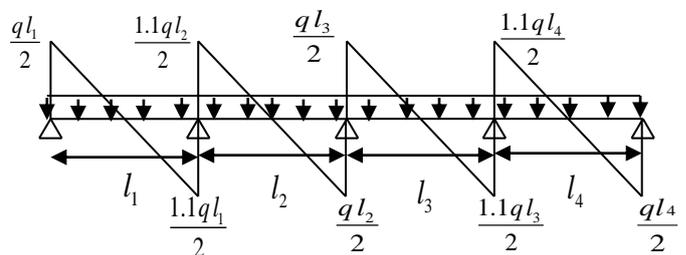


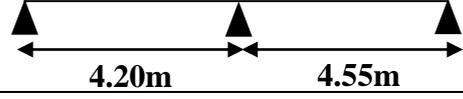
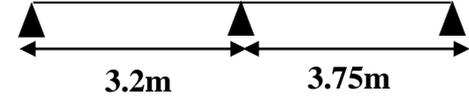
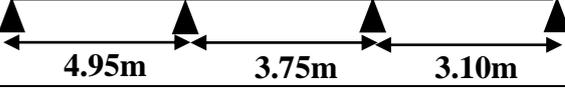
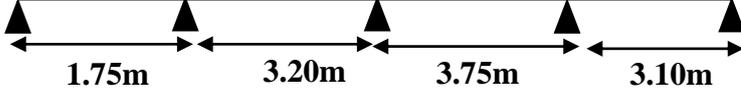
Figure III.4 Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ($Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$)) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ Les différents types de poutrelles

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type (1)	
Type (2)	
Type (3)	
Type (4)	
Type (5)	

.Remarque

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit

- Terrasse inaccessible : type (T2 ; T3 ; T4 ; T5)
- Etage courant : type (T1, T3, T4 ; T5)
- RDC et entre sol : (T4, T5)

Tableau III.2 : Les différentes méthodes adoptée pour calcul des poutrelles

Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adopté
T4,T5	Non vérifier	$1.75/3.20 = 0.55$ $4.95/3.75 = 1.32$ $\notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T2 ;T3	vérifier	✓	Forfaitaire
T1	/	/	RDM

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU : $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

$G = 5,68 \text{ KN/m}^2$; $G' = 3,79 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,68 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,446 \text{ KN/ml}$.

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,68 + 1,5) \times 0,65 = 4,667 \text{ KN/ml}$.

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,79 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,788 \text{ KN/ml}$.

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (3,79 + 1,5) \times 0,65 = 3,438 \text{ KN/ml}$.

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

Tableau III.3. Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m ²)	G'(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,61	4,41	1	6,775	4,844	4,946	3,516
Etage courant	5,68	3,79	1,50	6,446	4,788	4,667	3,438
Etage service	5,68	3,79	2,50	7,422	5,763	5,317	4,088
Etage commerce	5,68	3,79	5,00	9,860	8,201	6,942	5,713

A.1. Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

✓ Etude de la poutrelle type T4 (plancher terrasse inaccessible)

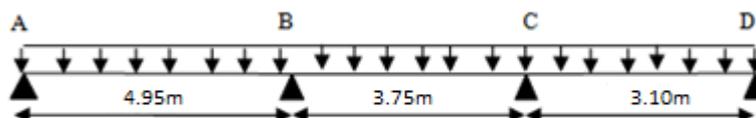


Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle T4 (plancher terrasse inaccessible)

➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

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

$$AN: \quad \quad \quad = -0,15 \times \frac{4,84 \times 4,95^2}{8} = -2,26KN.m$$

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

$$AN: \quad \quad \quad = -0,15 \times \frac{3,516 \times 4,95^2}{8} = -1,61KN.m$$

b) Appuis intermédiaires

Pour un chargement réparti :

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

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4,95m$$

Calcul des longueurs fictives ; $L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0,8 \times 3,75 = 3m$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3,10m$$

A l'ELU :

$$M_B = -\frac{4,84 \times (4,95^3 + 3^3)}{8,5 \times (4,95 + 3)} \Rightarrow M_B = -10,63KN.m$$

$$M_C = -\frac{4,84 \times (3^3 + 3,10^3)}{8,5 \times (3 + 3,10)} \Rightarrow M_C = -5,30KN.m$$

Al'ELS :

$$M_B = -\frac{3,516 \times (4,95^3 + 3^3)}{8,5 \times (4,95 + 3)} \Rightarrow M_B = -7,71KN.m$$

$$M_C = -\frac{3,328 \times (3^3 + 3,10^3)}{8,5 \times (3 + 3,10)} \Rightarrow M_C = -3,85KN.m$$

c) Les moments en travées

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

1. Travée AB

A l'ELU :

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{4,95}{2} - \frac{(0 - (-10,63))}{6,775 \times 4,95} = 2,158m$$

$$M_{iAB}^U(2,158) = \frac{6,775 \times 2,158 \times (4,95 - 2,158)}{2} - 10,63 \times \frac{2,158}{4,95} \Rightarrow M_{iAB}^U(2,158) = 15,78KNm$$

A l'ELS :

$$M_{iAB}^S(2,158) = \frac{4,946 \times 2,158 \times (4,95 - 2,158)}{2} - 7,71 \times \frac{2,158}{4,95}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(2,158) = 11,54KNm$$

2. Travée BC

$$x = \frac{3,75}{2} - \frac{(-10,63) - (-5,30)}{6,775 \times 3,75} = 2,084m$$

A l'ELU :

$$M_{iBC}^U(2,084) = \frac{6,775 \times 2,084 \times (3,75 - 2,084)}{2} + (-10,63) \times \left(1 - \frac{2,084}{3,75}\right) + (-5,3) \times \frac{2,084}{3,75}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(2,084) = 4,094KNm$$

A l'ELS :

$$M_{iBC}^S(2,084) = \frac{4,946 \times 2,084 \times (3,75 - 2,084)}{2} + (-7,71) \times \left(1 - \frac{2,084}{3,75}\right) + (-3,85) \times \frac{2,084}{3,75}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(2,084) = 3,023KNm$$

3. Travée CD

$$x = \frac{3,10}{2} - \frac{(-5,3) - (0)}{6,775 \times 3,1} = 1,8m$$

A l'ELU :

$$M_{iCD}^U(1,8) = \frac{6,775 \times 1,8 \times (3,10 - 1,8)}{2} + (-5,30) \times \left(1 - \frac{1,8}{3,10}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^U(1,8) = 5,703KNm$$

A P'ELS :

$$M_{iCD}^S(1,8) = \frac{4,946 \times 1,8 \times (3,10 - 1,8)}{2} + (-3,85) \times \left(1 - \frac{1,8}{3,10}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iCD}^S(1,8) = 4,17 \text{ KNm}$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

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

$$1. \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6,775 \times 4,95}{2} + \frac{(-10,63)}{4,95} \Rightarrow V_A = 14,62 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,775 \times 4,95}{2} + \frac{(-10,63)}{4,95} \Rightarrow V_B = -18,91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$2. \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6,775 \times 3,75}{2} + \frac{(-5,30) - (-10,63)}{3,75} \Rightarrow V_B = 14,12 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,775 \times 3,75}{2} + \frac{(-5,30) - (-10,63)}{3,75} \Rightarrow V_C = -11,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$3. \text{ Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{6,775 \times 3,10}{2} + \frac{-(-5,30)}{3,10} \Rightarrow V_C = 12,21 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6,775 \times 3,10}{2} + \frac{-(-5,30)}{3,10} \Rightarrow V_D = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$

A.2. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

➤ Etude de poutrelles type T3 du Plancher terrasse inaccessible

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

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,20}{3,75} = 0,85 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ Calcul des moments isostatiques : $m_0 = \frac{ql^2}{8}$

Telle que $m_0 = \text{Max}(m_0^1, m_0^2)$

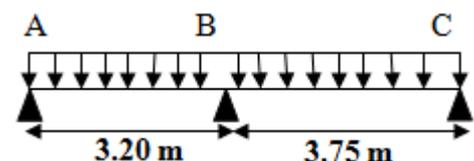


Figure III 6 : schéma statique type (3)

$$\text{Elu: } \begin{cases} m_0^1 = \frac{6.775 \times 3.2^2}{8} = 8.67 \text{ KN.m} \\ m_0^2 = \frac{6.775 \times 3.75^2}{8} = 11.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Els: } \begin{cases} m_0^1 = \frac{4.946 \times 3.2^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m} \\ m_0^2 = \frac{4.946 \times 3.75^2}{8} = 8.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments aux appuis

1) Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

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

A L'ELU:

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \times 11,9 \rightarrow M_A^u = -1,785 \text{ KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \times 8,69 \rightarrow M_A^s = -1,303 \text{ KN.m.}$$

2) Appuis intermédiaires (B)

A L'ELU

$$M_B = -0,6 \times m_0^2 = -0,6 \times 11,90 = -7,14 \text{ KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_B = -0,6 \times m_0^2 = -0,6 \times 8,69 = -5,214 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée

Travée « AB » :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,61} = 0,131$$

$$1) \left\{ M_{t1} + \frac{M_{g+M_d}}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)m_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} m_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

AL'ELU

- 1) $M_{t1}^u \geq 1.04m_0^1 - 0.3m_0^1 = 6.408KN.m$
- 2) $M_{t2}^u \geq 0,62m_0^1 = 5,369KN.m \Rightarrow M_t^u = 6,408KN.m$

AL'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 4,684 KN.m$

Travée « BC »

AL'ELU

- 1) $M_{t1}^u \geq 1.04m_0^2 - 0.3m_0^2 = 8,806KN.m$
- 2) $M_{t2}^u \geq 0,62m_0^2 = 7,378KN.m \Rightarrow M_t^u = 8,806KN.m$

AL'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 6,430 KN.m$

✓ **Les efforts tranchants**

A L'ELU

Travée « AB » :

$$V_A = \frac{6,775 \times 3,2}{2} = 10,832KN \quad ; \quad V_B = -1,15 \times \frac{6,775 \times 3,2}{2} = -12,456KN$$

Travée « BC »

$$V_B = 1,15 \frac{6,775 \times 3,75}{2} = 14,608 KN \quad ; \quad V_C = \frac{6,775 \times 3,75}{2} = 12,703KN$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

- **Terrasse inaccessible** : Dans le plancher de la terrasse inaccessible on a les types des poutrelles (T1, T2, T3, T4)

- ✓ Calcul de la poutrelle Type 3

Tableau III.4: calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	3,2	8,252	5,974	5,369	3,888
Travée BC	3,75	11,333	8,204	8,644	6,257

Tableau III.5 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-1,3	-0,95	10,315
Appui B	-6,8	-4,922	13,901
Appui C	-1,79	-1,3	-12,088

- ✓ Calcul de la poutrelle type 5

Tableau III.6 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	1,75	0,628	1,337	0,981
Travée BC	3,2	1,528	4,984	3,656
Travée CD	3,75	1,843	7,019	5,146
Travée DE	3,1	1,802	5,703	4,174

Tableau III.7 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-0,39	-0,28	4,256
Appui B	-2,926	-2,123	10,353
Appui C	-4,485	-3,255	12,485
Appui D	-5,303	-3,849	-12,921
Appui E	-1,22	-0,89	-8,791

✓ Calcul de la poutrelle type 4

Tableau III.8 : calcul des moments isostatique et moment en travée

	L (m)	x (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	4,95	2,158	15,778	11,541
Travée BC	3,75	2,084	4,094	3,023
Travée CD	3,1	1,802	5,703	4,174

Tableau III.9: calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-3,11	-2,27	14,622
Appui B	-10,625	-7,711	-18,915
Appui C	-5,303	-3,849	12,212
Appui D	-1,22	0,89	-8,791

✓ Calcul de la poutrelle type 2

Tableau III.10 : calcul des moments isostatique et moment en travée

	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	4,2	14,216	10,291	10,102	7,313
Travée BC	4,55	16,684	12,077	12,725	9,211

Tableau III.11 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-2,24	-1,63	13,539
Appui B	-10,01	-7,246	16,867
Appui C	-2,63	-1,92	-14,667

- Etage courant
- ✓ Calcul de la poutrelle type 3

Tableau III.12: calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	3,2	8,252	5,974	5,369	3,888
Travée BC	3,75	11,333	8,204	8,644	6,257

Tableau III.13: calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-1,24	0,9	10,315
Appui B	-6,8	-4,922	13,901
Appui C	-1,7	1,23	-12,088

- ✓ Calcul de la poutrelle type 5

Tableau III.14 : calcul des moments isostatique et moment en travée

	L (m)	x (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	1,75	0,619	1,234	0,899
Travée BC	3,2	1,525	4,609	3,357
Travée CD	3,75	1,842	6,5	4,733
Travée DE	3,1	1,812	5,346	3,883

Tableau III.15: calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-0,37	-0,27	3,989
Appui B	-2,891	-2,076	9,834
Appui C	-4,432	-3,183	11,872
Appui D	-5,241	-3,763	-12,304
Appui E	-1,16	-0,84	-8,302

✓ Calcul de la poutrelle type 3

Tableau III.16 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4,95	2,146	14,845	10,773
Travée BC	3,75	2,13	4,121	3,024
Travée CD	3,1	1,54	3,302	2,416
Travée DE	3,1	1,777	5,639	4,093

Tableau III.17 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-2,96	-2,1	13,835
Appui B	-10,5	-7,54	-18,078
Appui C	-4,341	-3,117	-10,446
Appui D	-4,544	-3,263	0
Appui E	-1,16	-0,84	-8,527

- ✓ Calcul de la poutrelle type 1

Tableau III.18 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	4,55	16,69	12,09

Tableau III.19 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	2,5	1,81	14,67
Appui B	2,5	1,81	14,67

- Etage service : Dans le plancher d'étage service on a les types des poutrelles (T5, T4)
- Calcul de la poutrelle type 5

Tableau III.20 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	1,75	0,607	1,368	0,988
Travée BC	3,2	1,522	5,115	3,695
Travée CD	3,75	1,84	7,229	5,219
Travée DE	3,1	1,824	6,04	4,345

Tableau III.21 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-1,34	-0,31	4,506
Appui B	-3,48	-2,469	11,295
Appui C	-5,336	-3,785	13,657
Appui D	-6,309	-4,475	-14,176
Appui E	-1,34	-0,96	-9,469

- ✓ Calcul de la poutrelle type 4

Tableau III.22: calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4,95	2,131	16,851	12,11
Travée BC	3,75	2,102	3,764	2,761
Travée CD	3,1	1,824	6,04	4,345

Tableau III.23 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-3,41	-2,44	15,816
Appui B	-12,64	-8,966	-20,923
Appui C	-6,309	-4,475	13,539
Appui D	-1,34	-0,96	-9,469

- **Étage commerce :** Dans le plancher d'étage commerce on a les types des poutrelles (T4, T5).

- ✓ Calcul de la poutrelle type 5

Tableau III.24 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,75	0,588	1,704	1,212
Travée BC	3,2	1,516	6,38	4,539
Travée CD	3,75	1,838	9,051	6,435
Travée DE	3,1	1,844	7,779	5,505

Tableau III.25 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-0,57	-0,40	5,796
Appui B	-4,954	-3,451	14,949
Appui C	-7,594	-5,29	18,116
Appui D	-8,979	-6,255	-18,855
Appui E	-1,78	-1,25	-12,385

✓ Calcul de la poutrelle type 4

Tableau III.26 : calcul des moments isostatique et moment en travée.

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4,95	2,106	21,871	15,458
Travée BC	3,75	2,119	4,139	3,011
Travée CD	3,1	1,844	7,779	5,505

Tableau III.27 : calcul des moments et effort tranchant au niveau des appuis.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-4,52	-3,19	20,767
Appui B	-17,99	-12,532	-28,035
Appui C	-7,436	-5,18	-15,671
Appui D	-7,786	-5,424	17,793
Appui E	-1,78	-1,25	-12,77

➤ Sollicitations maximales dans les poutrelles

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau.III.28. Sollicitation maximale dans les poutrelles des différents planchers :

Sollicitation Maximale							
Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessible poutrelle T4	-2,35	-1,92	-10,63	-7,71	15,78	11,54	18,92
Etage courant poutrelle T4	-2,5	-1,81	-10	-7,16	16,69	12,09	17,11
Etage service poutrelle T4	-2,65	-1,88	-12,64	-8,97	16,85	12,11	20,92
Etage commerce poutrelle T4	-3,77	-2,62	-17,99	-12,53	21,87	15,46	28,04

❖ Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (T3) du plancher terrasse inaccessible qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

$$\text{A L'ELU} \begin{cases} M_t = 15,78 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -10,63 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2,35 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS} \begin{cases} M_t = 11,54 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -7,71 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,61 \text{KN.m} \end{cases}$$

$V = 18,92 \text{KN}; L = 4,95 \text{m}.$

❖ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- $b = 65 \text{cm}$
- $b_0 = 10 \text{cm}$
- $h = 24 \text{cm}$
- $d = 22 \text{cm}$
- $d' = 2 \text{cm}$
- $h_0 = 4 \text{cm}$
- $b_1 = 27.5 \text{cm}$

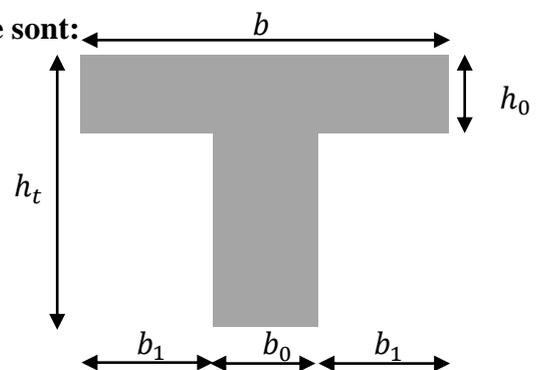


Figure. III.7: Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

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

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

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 73,84 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 15,78 \text{ KN.m} < M_{tu} = 73,84 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression on calcul une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,24$)m².

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

$$\mu_{bu} = \frac{15,78 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,0484 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures dans la zone}$$

comprimée ne sont pas nécessaires).

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,045$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,045) = 0,216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{15,78 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 2,1 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage : $A_s = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,726 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,726 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Aux appuis:

a) Appuis intermédiaires :

la table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{10,63 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,154 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,154 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154}) = 0,210 \quad ; \quad z = 0,22 \times (1 - 0,4 \times 0,210) = 0,202m$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

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

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10,63 \times 10^{-3}}{0,202 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_s = 2\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2$$

b) Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 2,35\text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2,35 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,0341$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0341}) = 0,0433 \quad ; \quad z = 0,22 \times (1 - 0,4 \times 0,0433) = 0,216m$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2,35 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79\text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,22 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,31\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérifications cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{BAEL})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 18,92\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{18,92 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,22} = 0,86\text{Mpa}$$

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

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

B-Armatures transversales:

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 6,86\text{mm} ; 8\text{mm}) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57\text{cm}^2$.

❖ **Espacement S_t**

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

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,8\text{cm}$

2) $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,86 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 79,30\text{cm}$

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

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

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

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

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

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

$\tau_u = \frac{0,275 \times 18,92 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 1,01 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

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

✓ **Appuis de rive**

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

$A_l \geq 1,15 \times 18,92 \times 10 / 400 = 0,543 \text{ cm}^2$

$A_l = 3\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 3,08\text{cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,08\text{cm}^2 > 0,543\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

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

$A_l \geq 1,15 / 400 (18,92 - 10,63 / (0,9 \times 0,22)) \times 10 = -0,154\text{cm}^2 < 0 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

❖ **Vérification de la bielle**

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

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

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 22 = 19,8\text{cm}$

$V_u = 18,92\text{KN} < 0,267 \times 0,198 \times 0,10 \times 25 = 132,16\text{KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

1-Etat limite d'ouverture des fissures

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

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

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

$$M_{t ser} = 11,54\text{KN.m}$$

• **En travée**

❖ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,58 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04) = -1,766 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

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

❖ **Calcul de y**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,58] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,58 \times 22] = 0$$

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

La résolution de cette équation nous donne $y = 1,34 \text{ cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 1,34^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (1,34 - 4)^3 + 15 \times 2,58 \times (22 - 1,34)^2 \Rightarrow I = 17000 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{11,54 \times 1,34 \times 10^{-5}}{17000 \times 10^{-8}} = 0,909 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 9,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

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

$$M_{a \text{ ser}} = -7,71 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de y**

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1,57(y - 22) = 0$$

$$5y^2 + 23,55y - 518,1 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 8,09 \text{ cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = 6321,56 \text{ cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,71 \times 8,09 \times 10^{-5}}{6321,56 \times 10^{-8}} = 9,87 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 9,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

3-Etat limite de déformation

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 99(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 6,775 \times 4,95^2 / 8 = 20,75 \text{KN.m}$$

$$\diamond h \geq \frac{M_{s_i} \times l}{15 \times M_0} = \frac{7,71 \times 4,95 \times 10^2}{15 \times 20,75} \Rightarrow h = 24 \text{cm} > 12,26 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{cm} \Rightarrow 2,36 \text{cm} > 1,62 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (instantanée ou différés).

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

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{cm}$

Calcul de la flèche

Tableau III.29 : Evaluation de la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	3,51	<i>Mj</i>	8,32086	σ_{stj}	133,9638	<i>fji</i>	5,0964
<i>g</i>	4,30	<i>Mg</i>	10,1936	σ_{stg}	164,1152	<i>fgi</i>	6,6262
						<i>fgv</i>	11,8339
<i>p</i>	4,94	<i>Mp</i>	11,17108	σ_{stp}	188,5417	<i>fpi</i>	7,8827

$f = 8,4 \text{mm} < f_{adm} = 9,2 \text{mm} \dots\dots\dots$ la condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Problème technique :

Pour la terrasse inaccessible (2), après les calculs, le ferrailage adopté en travée, avec un plancher (16+4), pour que la flèche soit vérifiée est 1HA12+4HA14= 7,29cm².

Solution adoptée :

La solution proposée pour que le ferrailage soit économique et résistant, est d'augmenter la hauteur du plancher à (20+5↔ G=6,63KN/m²), le ferrailage obtenu par cette solution après le recalcul est du 1HA10+2HA12 =3,05cm².

Avec : $M_t^u=17,967\text{KN.m}$; $M_t^s= 13,119\text{KN.m}$; $M_{a\text{rive}}^u= -2,695\text{KN.m}$; $M_{a\text{rive}}^s= -1,968\text{KN.m}$
 $V= 15,624\text{KN}$; $d=23\text{cm}$.

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

Tableau III.30 : Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	15,78	0,035	0,045	0,216	2,1	1,73	1HA10+2HA12=3,05
	Appuis int	10,63	0,155	0,212	0,201	1,52	0,27	2HA12=2,26
	Appuis rive	-2,35	0,034	0,043	0,216	0,31	0,27	1HA10=0,79
Etage courant	Travée	16,69	0,037	0,047	0,216	2,22	1,73	3HA12=3,39
	Appuis int	-10	0,146	0,198	0,203	1,42	0,27	1HA10+1HA12=1,92
	Appuis rive	-2,5	0,036	0,046	0,216	0,33	0,27	1HA10=0,79
Etage service	Travée	16,85	0,038	0,048	0,216	2,24	1,73	3HA12=3,39
	Appuis int	-12,64	0,184	0,256	0,197	1,87	0,27	1HA12+1HA14=2,67
	Appuis rive	-2,53	0,037	0,047	0,216	0,34	0,27	1HA10=0,79
Etage commerce	Travée	21,87	0,049	0,063	0,214	2,94	1,73	1HA12+2HA14=4,21
	Appuis int	-17,99	0,262	0,293	0,246	2,1	0,27	2HA14=3,08
	Appuis rive	-3,77	0,055	0,071	0,214	0,51	0,27	1HA10=0,79

○ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.31 : Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267 a b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	$\frac{V_u b_1}{0,9 \times d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	18,92 < 132,16	0,86 < 3,33	3,84 > 0,054	5,31 > 0,21	1,011 < 3,33
Etage courant	17,11 < 132,16	0,77 < 3,33	4,18 > 0,049	5,31 > 0,19	0,913 < 3,33
Etage service	20,92 < 132,16	0,95 < 3,33	4,18 > 0,060	6,06 > 0,24	1,117 < 3,33
Etage commerce	28,04 < 132,16	1,27 < 3,33	5 > 0,081	7,29 > 0,34	1,497 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

○ Vérifications des contraintes à ELS

- Etat limite de compression du béton

Tableau III.32 : Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	Travée	11,54	3,05	3,74	15926,81	3,55	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,92	0,79	2,66	4840,11	1,05	15	vérifiée
	Appuis int	-7,71	2,26	3,29	12343,18	2,68	15	vérifiée
Etage courant	Travée	12,09	3,39	3,92	17396,86	3,57	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,81	0,79	2,66	4840,11	0,99	15	vérifiée
	Appuis int	-7,16	1,92	3,99	10717,89	2,67	15	vérifiée
Etage service	Travée	12,11	3,39	3,92	17396,86	3,58	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,88	0,79	2,66	4840,11	1,03	15	vérifiée

	Appuis int	8,97	2,67	3,53	14234,24	2,92	15	vérifiée
Etage commerce	Travée	15,46	4,21	4,92	20789,2	4,19	15	vérifiée
	Appuis riv	2,62	0,79	2,66	4840,11	2,66	15	vérifiée
	Appuis int	12,53	3,08	3,75	16058,15	3,84	15	vérifiée

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

Tableau III.33 : Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage Courant	Etage service	Etage Commerce
$q_{jser}(\text{KN/m})$	3.51	2.73	2.73	2.73
$q_{gser}(\text{KN/m})$	4.30	3.7	3.7	3.7
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.94	4.67	5.317	6.94
$M_{jser}(\text{KN.m})$	8.32086	7.19923	6.2711086	6.220939
$M_{gser}(\text{KN.m})$	10.19365	9.75720	8.4993047	8.4313103
$M_{pser}(\text{KN.m})$	11.171084	12.31517	12.2137305	15.8144036
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	133.963876	104.677081	91.1821260	73.4403214
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	164.115289	141.870036	123.580171	99.5345015
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	188.541751	179.062991	177.588045	186.694443
$f_{ij}(\text{mm})$	5.09648445	3.82632933	3.167374	2.61302651
$f_{ig}(\text{mm})$	6.62621734	5.6916011	4.767180	3.89759943
$f_{ip}(\text{mm})$	7.88273	7.5992617	7.523081	8.36175511
$f_{vg}(\text{mm})$	11.8399093	10.4498545	8.873868	7.61732780
$\Delta f(\text{mm})$	7.99994545	8.53118580	8.462394	9.46836196
$f_{adm}(\text{mm})$	9.9	9.9	9.9	9.9

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ **Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$

Selon le BAEL 99 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

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

D'où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

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

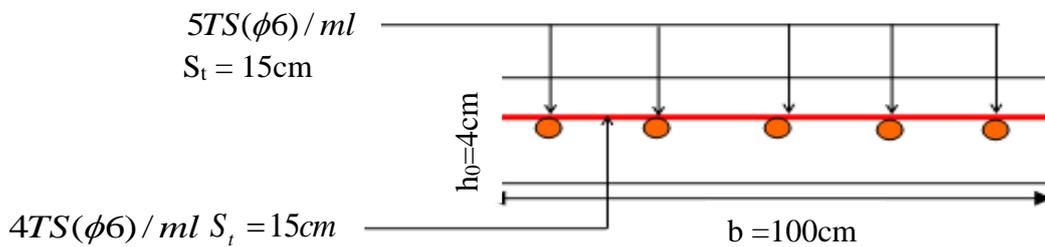


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

❖ Ferrailage des poutrelles

Tableau III.34 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
Etage service			
Etage commerce			

III.2.2 Etude des planchers dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

2.2.1. Données de différentes dalles (Annexe II)

Tableau III.35. Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	0,56	/	/	/	/	/	/
D2	0,90	1,45	0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
D3	1,60	1,6	1	0,0368	1	0,0441	1
D4	1,60	3,9	0,41	0,1088	0,250	0,1110	0,2924

2.2.2. Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur un seul appui

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 4,48 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 0,8$$

$$P = 1,44 \text{ KN}$$

❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1ml$$

$$q_u = 11,30 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,944 \text{ KN}$$

Calcul du moment

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,30 \times 0,56^2}{2} + 1,944 \times 0,56\right)$$

$$M_u = -2,86 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,30 \times 0,56 + 1,944 \Rightarrow V_u = 8,27 \text{ KN}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 7,98 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,44 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{7,98 \times 0,56^2}{2} + 1,44 \times 0,56\right) \Rightarrow M_s = -2,057 \text{ Kn.m}$$

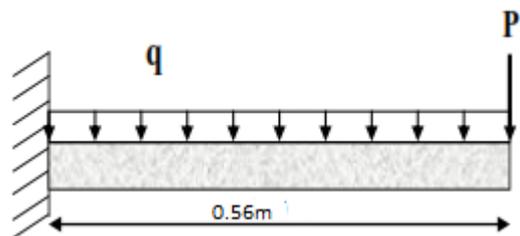


Figure.III.9.Schéma statique de la dalle D1

2.2.3. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{2,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0201 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,025 ; z = 0,099 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{2,86 \times 10^{-3}}{0,099 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times 2,1/400 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espacement**

Armature principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_r = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{8,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3 \cdot 10^{-3}y - 3,015 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$Y = 0,028 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,028^3 + 15 \times 2,01 \cdot 10^{-4} (0,1 - 0,028)^2$$

$$I = 3002,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{2,057 \cdot 10^{-3}}{3002,9 \cdot 10^{-8}} \times 0,028 \leq 0,6 \times 25$$

$$1,9 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{2,057 \cdot 10^{-3}}{3002,9 \cdot 10^{-8}} (0,1 - 0,028) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 102,46 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.36. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Balcons	D1	2,86	/	/	8,27	/	/	2,057	/
	D2	0,524	0,30	0,2	3,39	4,95	0,35	0,24	0,16
Plancher	D3	1,63	3,27	1,54	6,02	3,94	1,15	2,31	1,08
Local machine	D4	1,14	0,74	0,76	6,02	18,28	1,46	1,1	0,97

Tableau III.37. Vérification de l'effort tranchant.

	V _{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.	V _{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.
D1	8,27	0,0827 < 1,16	Vérifiée	/	/	/
D2	3,39	0,0339 < 1,16	Vérifiée	4,95	0,0495 < 1,16	Vérifiée
D3	6,02	0,0602 < 1,16	Vérifiée	3,94	0,0394 < 1,16	Vérifiée
D4	6,02	0,0602 < 1,16	Vérifiée	18,28	0,1828 < 1,16	Vérifiée

Tableau III.38. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
D1	X-X	2,86	0,0201	0,025	0,099	0,83	1,24	4HA8 = 2,01
D2	X-X	0,52	0,0031	0,004	0,099	0,128	1,14	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,30	0,0018	0,002	0,099	0,074	0,96	4HA8 = 2,01
	Appui	0,20	0,0015	0,002	0,099	0,061	1,14	4HA8 = 2,01
D3	X-X	1,63	0,0115	0,014	0,099	0,474	0,96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	3,27	0,0231	0,029	0,099	0,953	0,96	4HA8 = 2,01
	appui	1,54	0,0054	0,007	0,099	0,222	0,96	4HA8 = 2,01
D4	X-X	1,14	0,0080	0,012	0,099	0,330	1,24	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,74	0,0052	0,0065	0,099	0,212	0,96	4HA8 = 2,01
	appui	0,76	0,0054	0,007	0,099	0,220	1,24	4HA8 = 2,01

Tableau III.39 : Vérifications des contraintes à l’ELS.

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1	x-x	2,057	0,028	3009,2	1,19 < 15	Vérifiée	102,46 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,35	0,029	3784,6	0,26 < 15	Vérifiée	98,8 < 201,63	Vérifiée
D2	appui	0,24	0,029	1565,6	0,21 < 15	Vérifiée	68,9 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,16	0,029	3784,6	0,12 < 15	Vérifiée	46,5 < 201,63	Vérifiée
D3	x-x	1,15	0,049	36246	0,16 < 15	Vérifiée	179,01 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,32	0,41	188145	0,05 < 15	Vérifiée	184,64 < 201,63	Vérifiée
	appui	1,08	0,057	16876	0,18 < 15	Vérifiée	140,16 < 201,63	Vérifiée
D4	x-x	1,46	0,039	6440	0,87 < 15	Vérifiée	128,98 < 201,63	Vérifiée
	y-y	1,1	0,029	3784	0,84 < 15	Vérifiée	160,15 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,97	0,032	4560,3	0,68 < 15	Vérifiée	110,51 < 201,63	Vérifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

12 cm > 2,1 cmVérifiée

2,02cm² < 4,3 cm²vérifiée

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

12 cm > 3,81 cmVérifiée

2,02cm² < 4,3 cm²vérifiée

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D3

$12\text{ cm} > 6,76\text{ cm}$ Vérifiée

$2,02\text{ cm}^2 < 4,3\text{ cm}^2$ vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D4

$12\text{ cm} > 6\text{ cm}$ Vérifiée

$2,02\text{ cm}^2 < 4,3\text{ cm}^2$ vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage

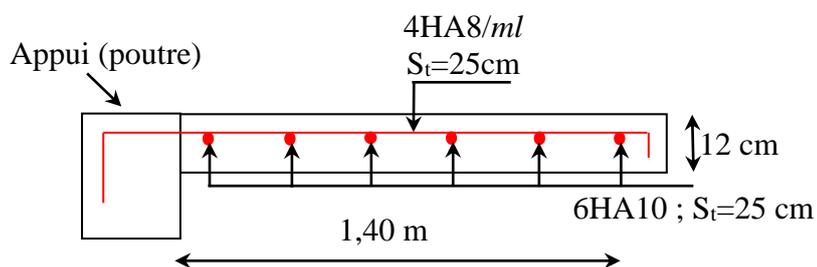


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle D1

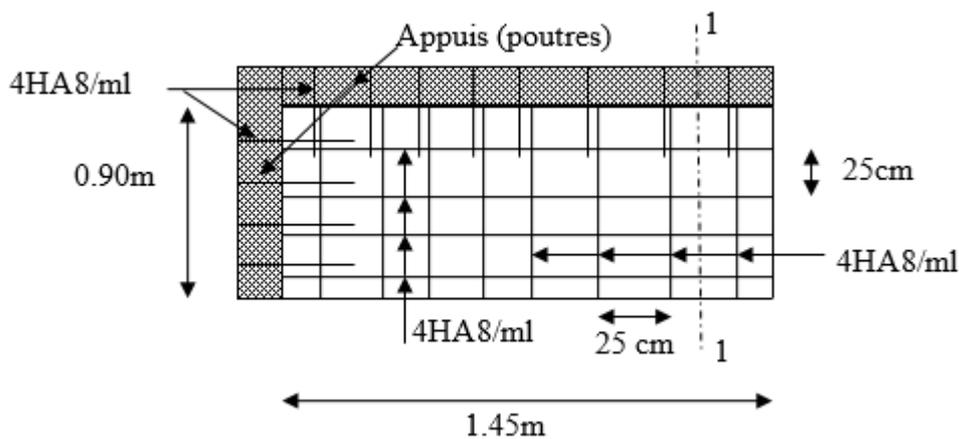


Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle D2

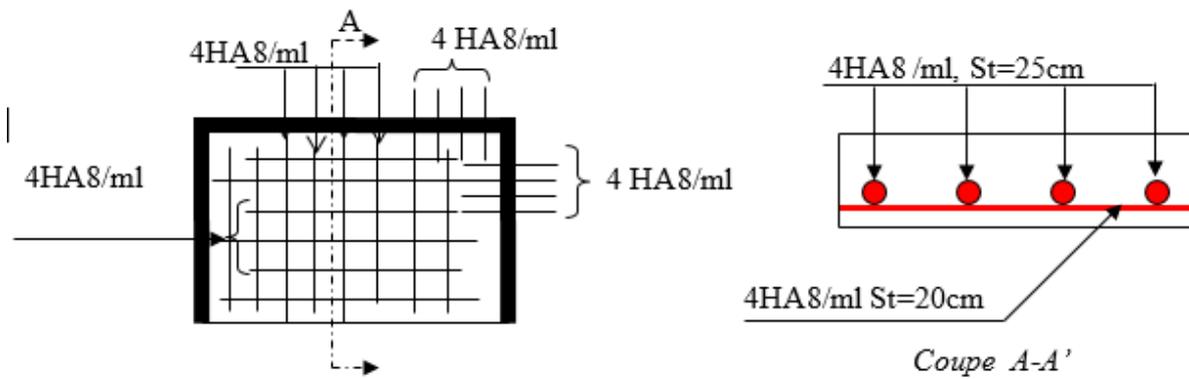


Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle D3

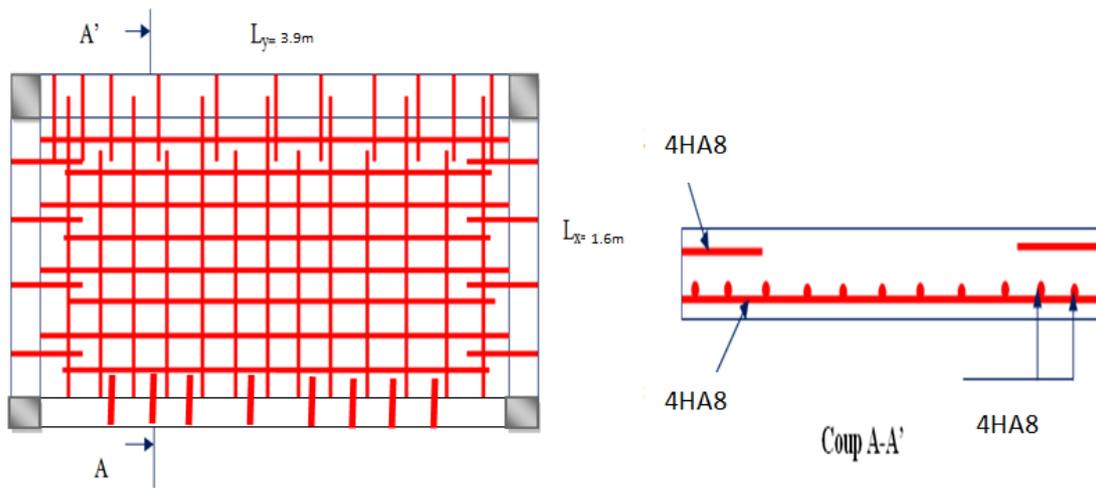


Figure.III.13.Schéma de ferrailage de la dalle D4

III.3. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

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

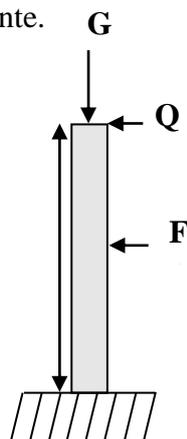


Figure III.15 : Les Sollicitations sur l'acrotère

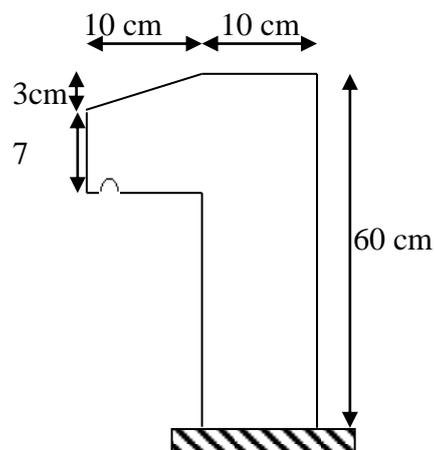


Figure III.14 : les dimensions de l'acrotère

III.3.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

- Surface: $S = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03) / 2] \implies S = 0.0685 \text{ m}^2$.
- Poids propre: $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 \implies G_1 = 1.7125 \text{ KN}$.
- Poids d'enduits extérieurs (ciment: $e = 1.5 \text{ cm}$) :

$$G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \implies G_2 = 0.18 \text{ KN}.$$

- Poids d'enduits intérieurs (ciment: $e = 2 \text{ cm}$) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \implies G_3 = 0.24 \text{ KN.}$$

- Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.12 \text{ KN.}$
- La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN.}$

➤ **Horizontales :** (Force due au séisme).

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (art 6.2.3)}$$

Avec:

F_p : Une force horizontale due au séisme

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1) du RPA99.

W_p : poids de l'acrotère.

Pour notre cas :- Groupe d'usage 2. $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,13 \text{KN} / \text{ml}. \end{array} \right.$

- Zone II_a (Bejaia).

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 \implies F_p = 1.02 \text{ KN.}$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

A) Calcul du centre de gravité :

$$\underline{A.N.}: \quad x_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, \quad y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_g = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_g = 6,12 \text{ cm}$$

$$y_g = 32,85 \text{ cm}$$

B) Moment engendré par les efforts normaux :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.12 \text{KN} / \text{ml} \implies M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{ml} \implies M_Q = 1 \times 0.6 \implies M_Q = 0,6 \text{KN.m.}$$

$$F_p = 1.02 \text{KN} \implies M_{F_p} = F_p \times y_g = 1.02 \times 0.3285 \implies M_{F_p} = 0,335 \text{KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.40 : Différentes combinaisons d'actions.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.12	2,86	2,12
M (KN)	0.935	0,9	0,6

C) Calcul de l'excentricité :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.86} \implies e_1 = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

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

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par (l'excentricité réelle de calcul) tel que : « $e = e_1 + e_2 + e_a$ ».

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

Telles que :

e_1 : excentricité structurelle.

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.

Selon le (RPA Art A.4.3.5) :
$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{H}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

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

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée. Généralement est égale à 2.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 2 \times H = 1.2 \text{ m}$

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

On a : $M_G = 0 \implies \alpha = 0$

Donc : $e_2 = 0.0086 \text{ m}$

$e = 0.31 + 0.02 + 0.0086 \implies e = 0.338 \text{ m}$.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_U = 2.86 \text{ KN}$; $M_U = N_U \times e = 2.86 \times 0.338 = 0,967 \text{ KN}$.

III.3.4. Ferrailage :

A) Calcul à L'ELU :

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

- ✓ M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\implies M_{uA} = 0.967 + 2.86 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.024 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.018$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.07 \text{ m}$$

$$A_L = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 \times 10^{-4} - \frac{2.86 \times 10^{-3}}{348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

B) Vérification à L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \implies \text{On adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \implies A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Espacement :**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Vérification au cisaillement :

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

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &\leq \min(0.1 \times f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) \\ \bar{\tau}_u &\leq \min(2.5, 3 \text{ Mpa}) \\ \bar{\tau}_u &\leq 2.5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.03 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

• Vérification de l'adhérence :(BAEL91 Article. A.6.1, 21)

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

C) Vérification à L'ELS :

$$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.12 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

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

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.12) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.3 \text{ m.}$$

$$e_A > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

$$c = -0.23 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

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

$$\begin{cases} P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)}{1} = -0.153 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.23)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} * \frac{(0.07 + 0.23)^2}{1} = 0.023 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m}$.

✓ Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.97 * 10^{-4} m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 10.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III.3.5. Schéma de Ferrailage :

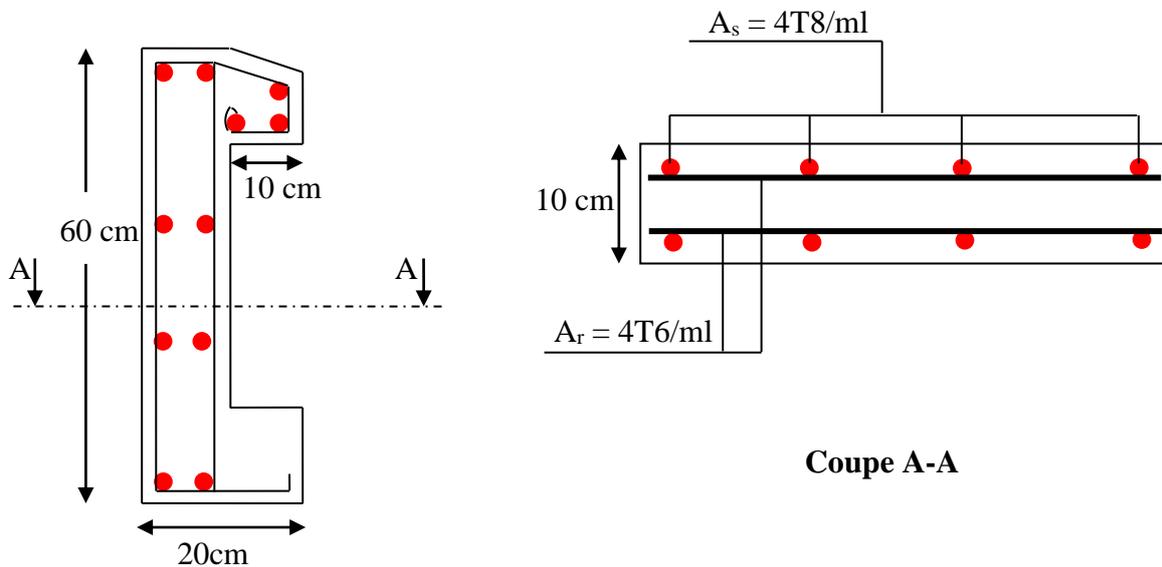


Figure III.16: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- V= 0,63 m /s : Vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 2,1 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

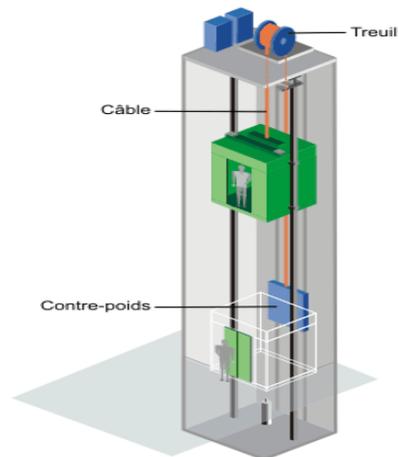
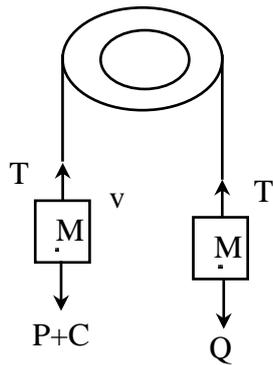


Figure III.17.schéma statique et Concept d'un ascenseur.

$$l_x = 1,8\text{m}; l_y = 2,30 \text{ dans une surface } S = (1,80 \times 2,30) = 4,14\text{m}^2.$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1,8}{20} = 0,09 \text{ soit } e = 15\text{cm}$$

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.41 : Evaluation des charges du plancher de la dalle de machine

Désignation	ρ KN/	Epaisseur	Poids (KN/m)
Revêtement dallage colle	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,2	0,36
Enduit de ciment	14	0,02	0,28
Dalle plein	25	0,15	3,75

Cas d'une charge répartie $G_2 = \frac{Fc}{s} = \frac{145}{4,14} = 35,024KN/m$

$G_t = G_1 + G_2 = 40,25 KN/m^2$

- La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV-charges d'exploitation),..... $Q = 1KN / m^2$.

a. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 55,83KN / m^2$.

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 41,25KN / m^2$.

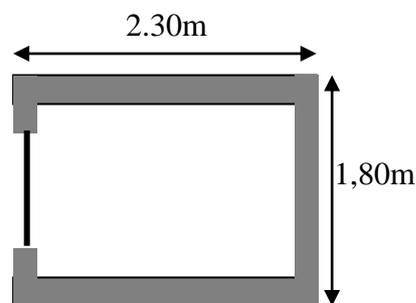


Figure III.18 : Cage d'ascenseur.

b. Calcul des sollicitations

- Cas d'une charge répartie

➤ Calcule des moments

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,782 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,782 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 5608 \end{cases} \text{ [Annexe II]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10,56KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,92KNm \end{cases}$

➤ Calcul des moments corrigés (réel)

✓ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8,97 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,032 \text{ KNm}$

✓ En appui : $M_a^x = M_a^y$

$M_a^{inter} = 0.5 \times M_0^x = 5,28 \text{ KNm}$

$M_a^{riv} = 0.3 \times M_0^y = 3,168 \text{ KNm}$

c. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $d_y = 10,8 \text{ cm}$

Tableau III.42 : Calcul des ferrillages selon les deux sens.

Position	Sens	M _{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	d (m)	At (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x et y	8,97	0,047	0,06	0,13	0,13	2,03	5HA8=2,51	25
En appuis	Selon x et y	5,28	0,019	0,025	0,13	0,13	1,06	5HA8=2,51	25

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$; avec $F_c = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3 - 0,782)}{2} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$

donc on ferraille avec A_{\min}

❖ Vérification du ferrailage longitudinale

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm}$vérifiée

❖ Calcul des espacements

Selon x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$ On adapte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Selon y : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$ On adapte $S_t = 25 \text{ cm}$.

d. Vérification nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa}$$

$\rho = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$ dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 0,9 \Rightarrow V_x = q_u \times \frac{l_y}{3} = 33,50 \text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times 1/(1 + \rho/2) = 46,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,0724 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,21 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 41,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,782 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 5608 \end{cases} \text{ [Annexe II]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 12,77 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9,6 \text{KNm} \end{cases}$$

❖ Calcule des moments corriger (réel)

$$M_{t\ ser}^x = 0,85 \times M_0^x = 9,5 \text{KNm}$$

$$M_{t\ ser}^y = 0,85 \times M_0^y = 7,2 \text{KNm}$$

$$M_{a\ ser}^x = M_{a\ ser}^y = -0,3 \times M_0^x = -1,85 \text{KNm}$$

• Vérification des contraintes

➤ Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Tableau III.43 : Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x et y	5,24	2,29	2687,6	4,47	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	1,85	2,29	2687,6	1,58	15	vérifiée

Vérification des contraintes d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

- Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées

- Schéma de ferrailage:

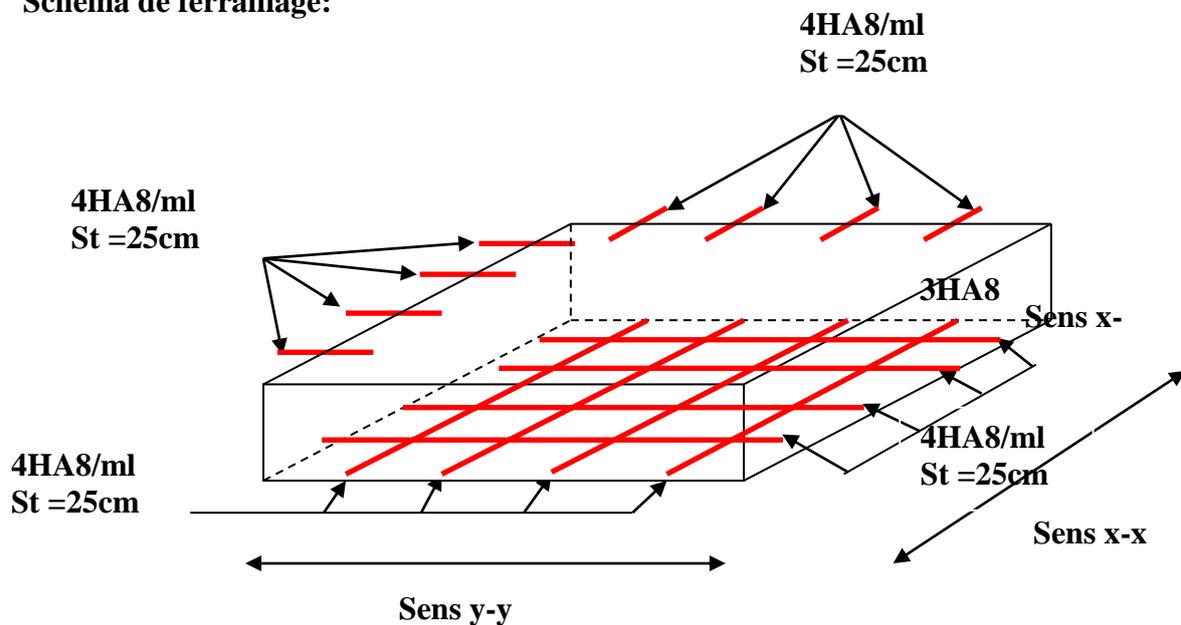


Figure. III.19 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

III.5.1. Escalier Type 1 (reliant l'entresol avec le reste des étages)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

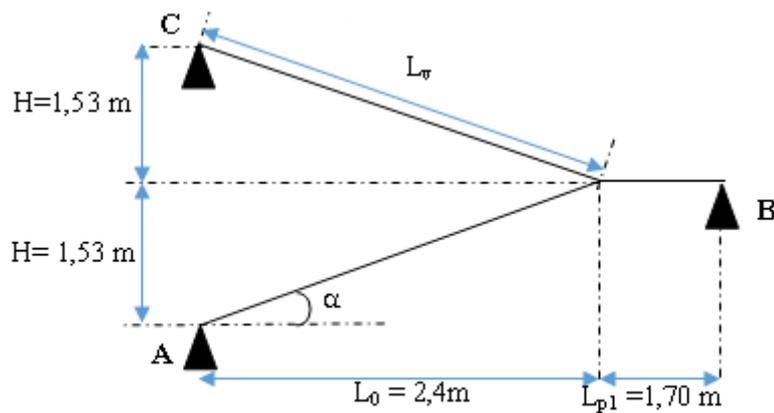


Figure III.20 : Coupe en élévation de l'escalier

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9,45 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,98 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 16,51 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,82 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,95 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 1,70$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 27,52 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,82 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 32,19 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 23,27 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$R_A = 32,19 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,51 \text{ KN}$$

$$v^{max} = 32,19 \text{ KN}$$

$$M_t^{max} = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 15,70 \text{ KN.m}$$

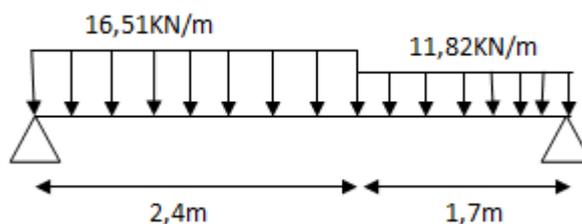


Figure III.21 : schéma statique d’escalier d’étage courant

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1 \text{ ml} \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

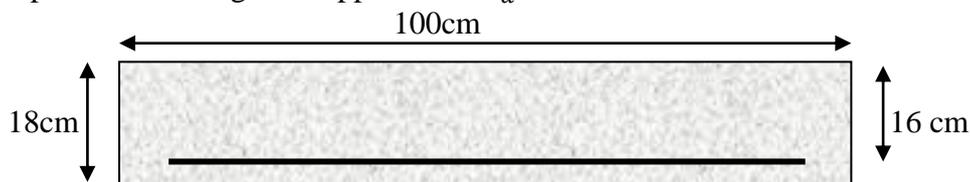


Figure III.22 Section d’escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.44 : Ferraillage de l’escalier Type 1

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	26,67	0,073	0,0955	0,153	4,98	1,932	5HA12 = 5,65	20
appui	15,70	0,043	0,055	0,156	2,88	1,932	4HA10 = 3,14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

$$V^{max} = 32,19 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n’avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

- Calcul à l'ELS
- vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 22,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 19,26 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -9,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.45 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	19,26	3,4	8995,21	7,54	15	Vérifiée
En appui	9,06	2,8	5608,74	4,27	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=18 \text{ cm} < 25,62 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 16,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = 3/500$

Le tableau suivant illustre les résultats de la flèche au niveau de la travée et de la console :

Tableau III.46 : vérification de la flèche d'escalier étage courant

Sens	$f_{gi}(mm)$	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	f_{Δ}	f_{adm}	Observation
Travée	0,571	1,144	0,185	0,963	1,35	8,2	Vérifier
Appui	0,804	1,426	0,185	1,446	1,88	8,2	Vérifier

➤ Schéma de ferrailage

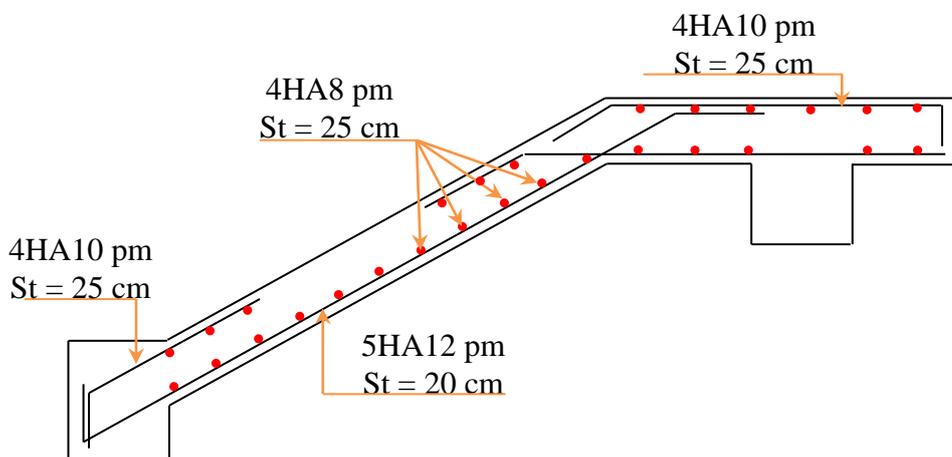


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

6.2. Etude de la poutre palière

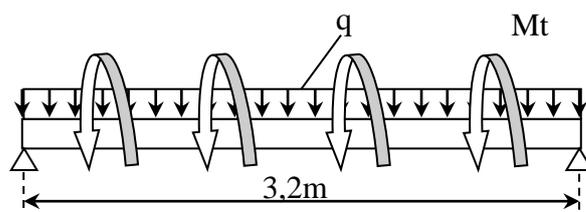


Figure III.24 : Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 27,52 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 19,82 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 30,56 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 22,07 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 39,12 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 33,25 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -19,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 48,9 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.47 : Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	33,25	A	0,099	0,132	0,265	3,6	1,01	Vérifiée
Appui	-19,56		0,058	0,075	0,271	2,07	1,01	

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{48,9 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,582 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,078 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,078 \text{ cm}^2) , \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -15,70 \times \frac{3,2}{2} = -25,12 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{25,12 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 6,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,866 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{25,12 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,02 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,582^2 + 4,02^2} = 4,06 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,6 + \frac{6,92}{2} = 7,06 \text{ cm}^2$$

Soit $3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,07 + \frac{6,92}{2} = 5,53 \text{ cm}^2$

Soit $3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,866 = 1,32\text{cm}^2$

Soit $4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 22,07 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 28,25 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 24,01 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -11,29 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.48 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	24,01	10,3	39123	6,32	15	Vérifiée
En appui	-11,29	8,7	28933	3,42	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 27,19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ Schéma de ferrailage

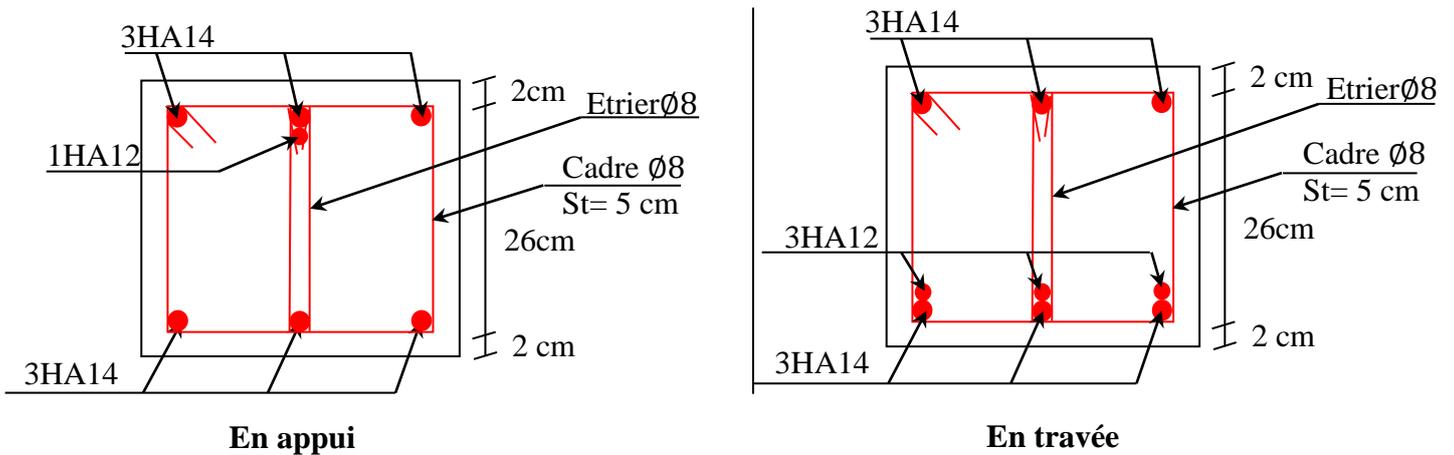


Figure.III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Eude des poutres de chainages

III.7.1 Définition : D’après l’article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

III.7.2 Dimensionnement :

$$L_{\max} = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34,5 \text{ cm}$$

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

III.7.3. Calcul des sollicitations :

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

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$.
- Poids de mur: $G_{\text{mur}} = 2,8 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (G_p + G_{\text{mur}}) = 6,61 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + G_{mur} = 5,05 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{8} = 9,83 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = 8,35 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = -4,92 \text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 11,40 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 7,51 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = -3,76 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

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

Tableau III.49 : Ferraillage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	8,35	0,025	0,031	0,276	0,868	1,01	2HA8=1.01
En appuis	4,92	0,015	0,018	0,278	0,508	1,01	2HA8=1.01

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{11,40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,136 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

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

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

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

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) S_t ≤ min(0,9d , 40cm) ⇒ S_t ≤ 25,2cm.

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

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67cm.$$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 cm)$.
on prend $S_t = 15cm$.

➤ Vérification à l'ELS

Tableau III.50 : Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	6,38	17,8	105429	1,08	15
En appuis	3,76	19,7	124825	0,59	15

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{345} = 0,087 > 0,085 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,01}{30 \times 28} = 0,001 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

3. L = 3.45m < 8m la condition est vérifiée.

➤ Le schéma de ferrailage

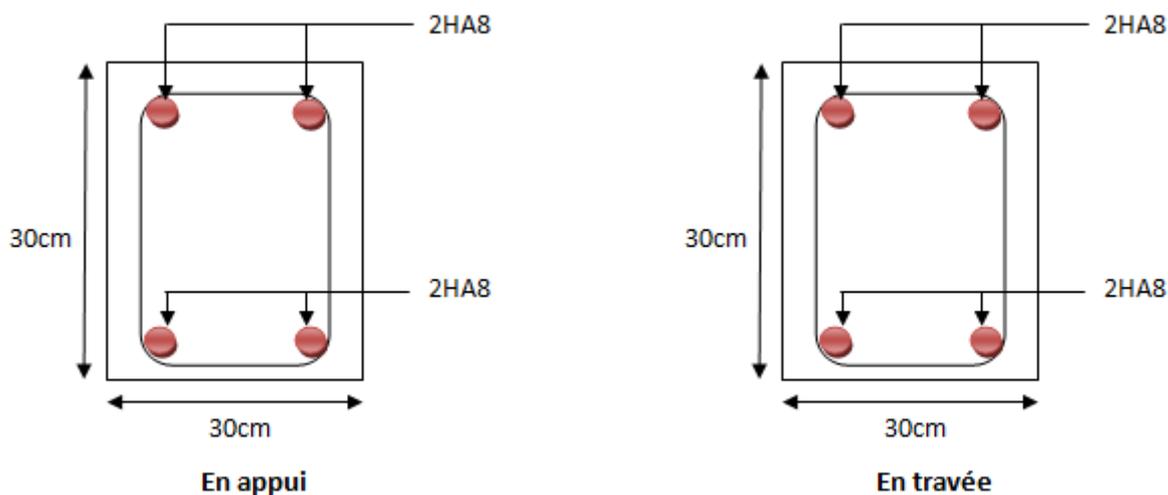


Figure III.26 : Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'appliquent comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/version 2003(Art 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassent quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, doit être contreventé par des voiles, c'est le cas de notre structure doit être mixte (voile+portique).

IV.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type« Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1. Méthode statique équivalente

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

IV. 3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

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

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Donc, $\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{array} \right.$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 36702,643\text{KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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

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

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site meuble S3 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

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

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

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

$H = 34,17\text{m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

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

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 29,35 \text{ m} \\ L_y = 17,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,568 \text{ s} , 0,71 \text{ s}) = 0,568 \text{ s} \\ T_y = \min(0,71 \text{ s} , 0,738 \text{ s}) = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,875 \\ D_y = 1,616 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 5970,47 \text{ KN} \\ V_{yst} = 5145,19 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

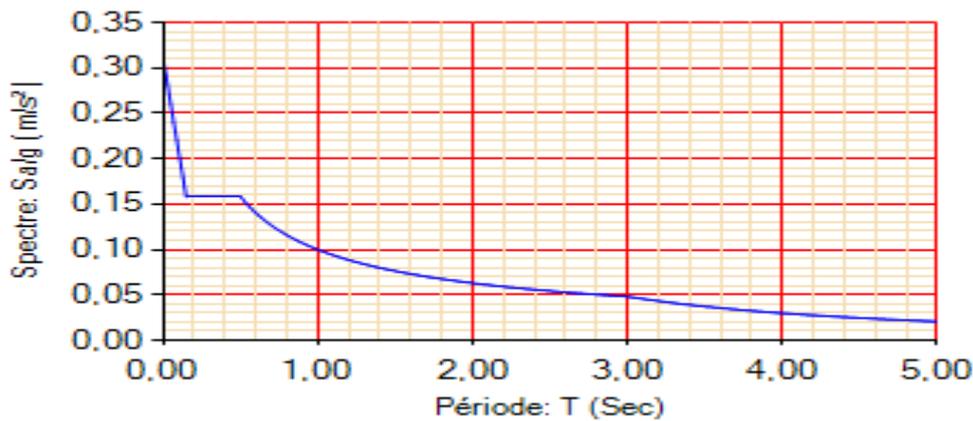


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement :

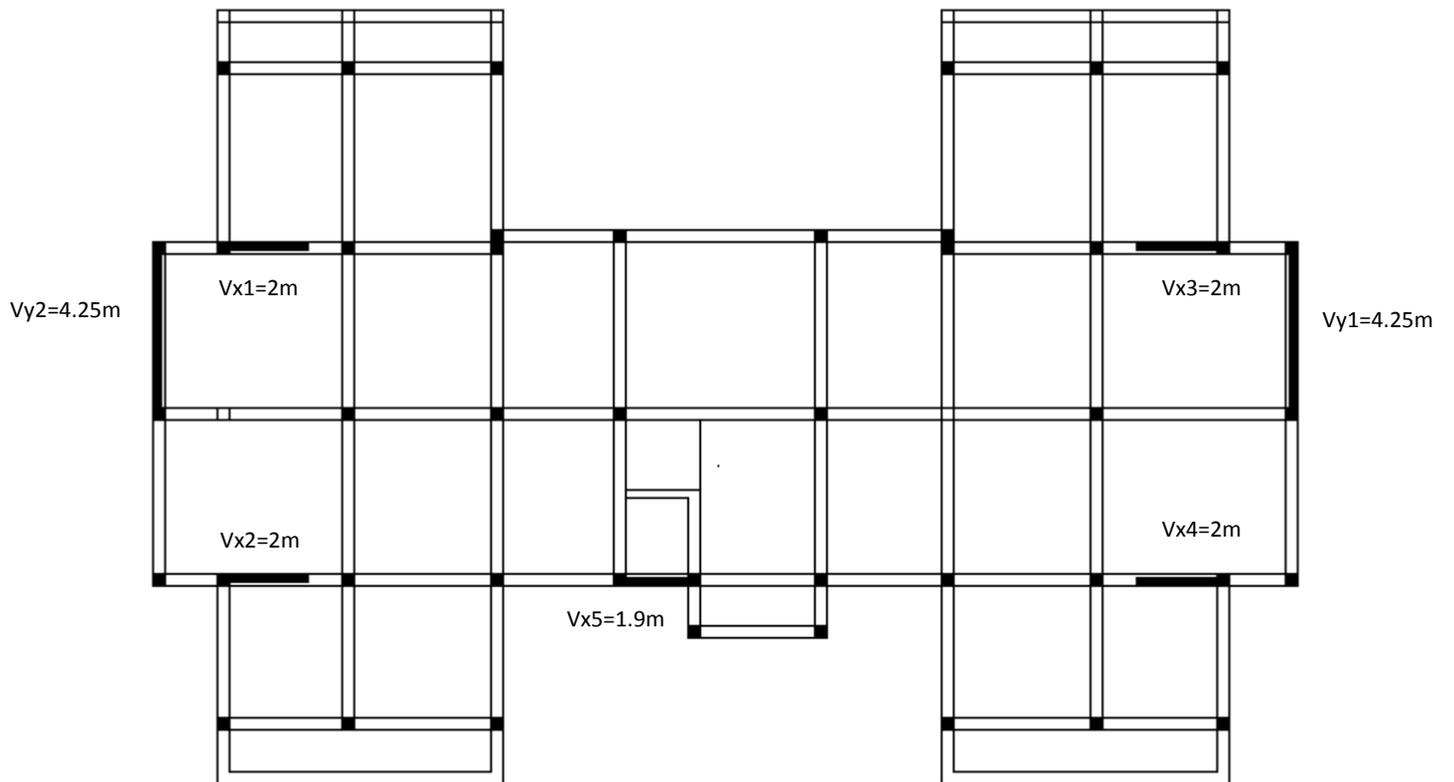


Figure IV.2 : Disposition des voiles

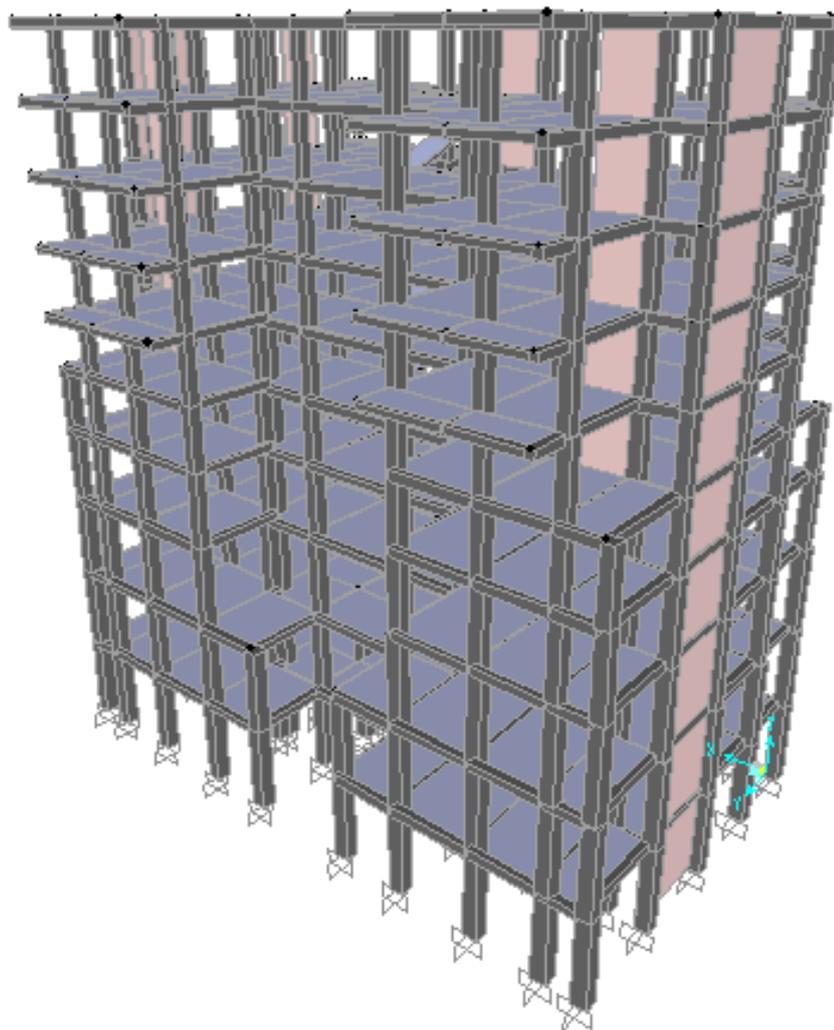


Figure IV.3 : Vue 3D de la structure étudiée.

Remarque

Le comportement de la structure (disposition des voiles de contreventement) est obtenu en touchant un peu à l'architecture du bâtiment (voire plan de la structure).

IV.4.4. Période de vibration et participation massique :

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

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,98956	0,73939	0,00139	0.73939	0.00139
2	0,97298	0,00145	0.69726	0.74084	0.69865
3	0,80737	0,000006312	0.00067	0.74084	0.69932
4	0,312994	0,13196	0.000000127	0.87281	0.69932
5	0,283249	0,0000000293	0.16766	0.87281	0.86698
6	0,227672	0,00002541	0.00007123	0.87283	0.86705
7	0,163745	0,05871	0.000000153	0.93155	0.86705
8	0,13953	0,0000000004	0.07198	0.93155	0.93903

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

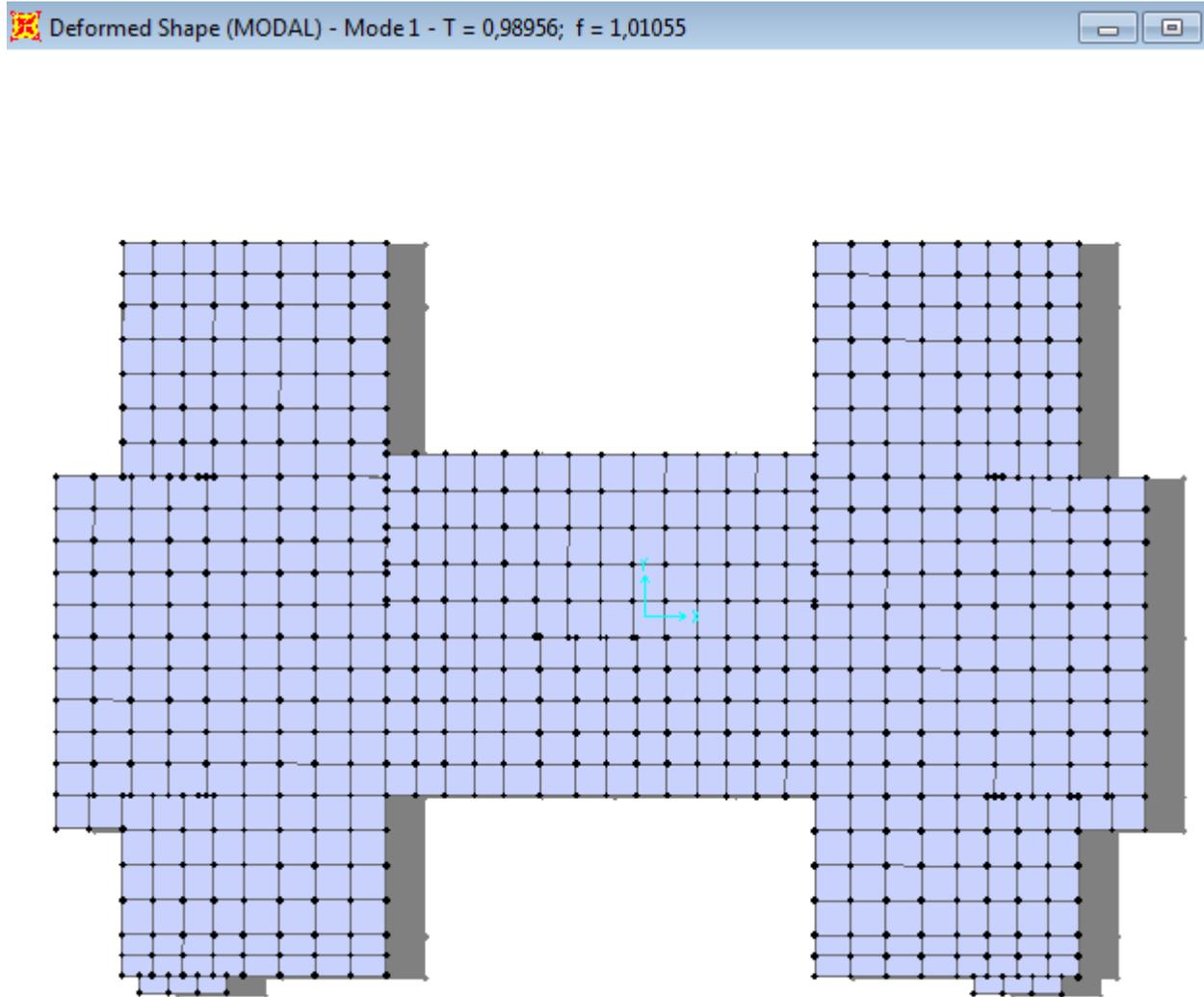


Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

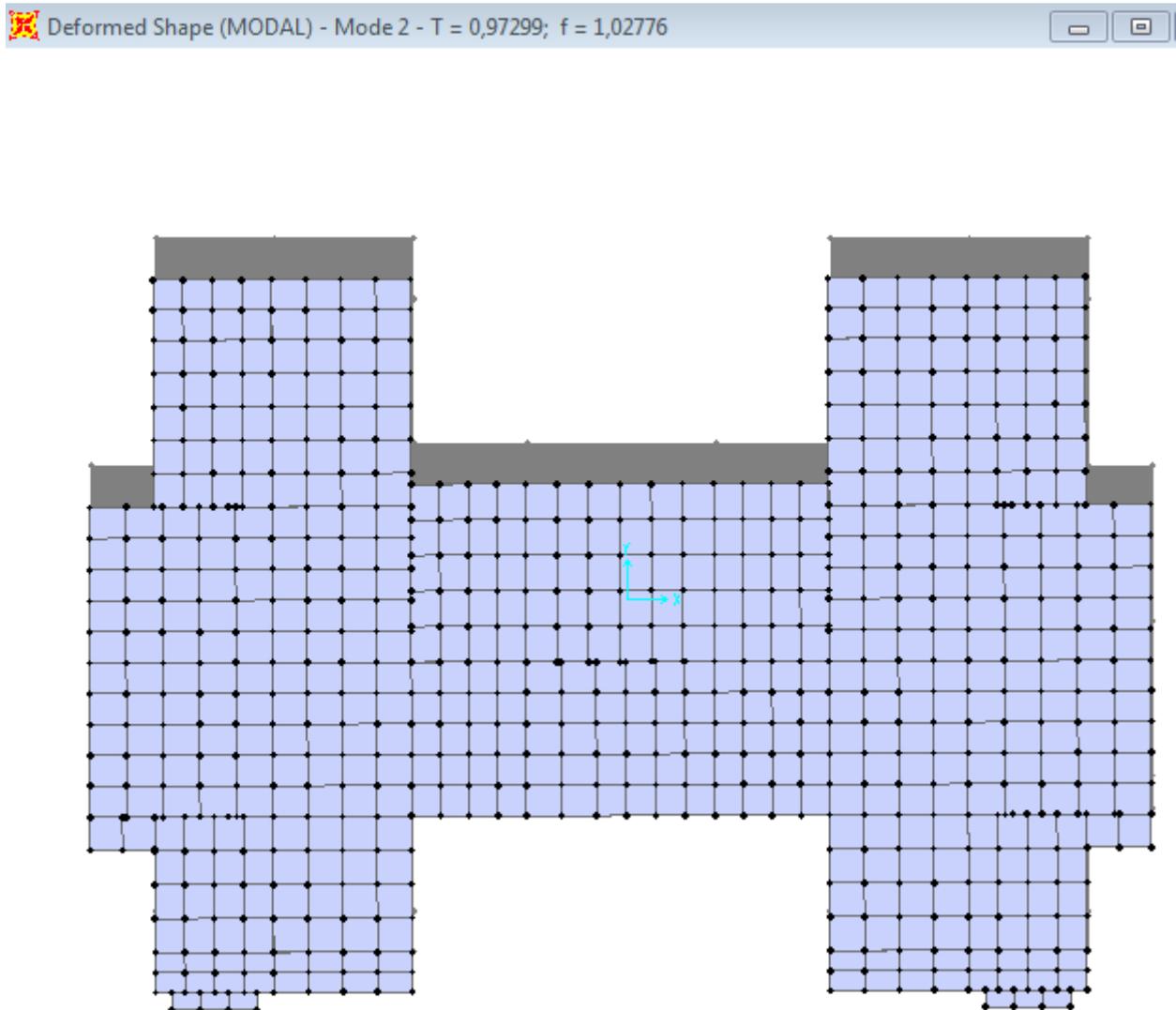


Figure IV.5 : Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0,80738; f = 1,23858

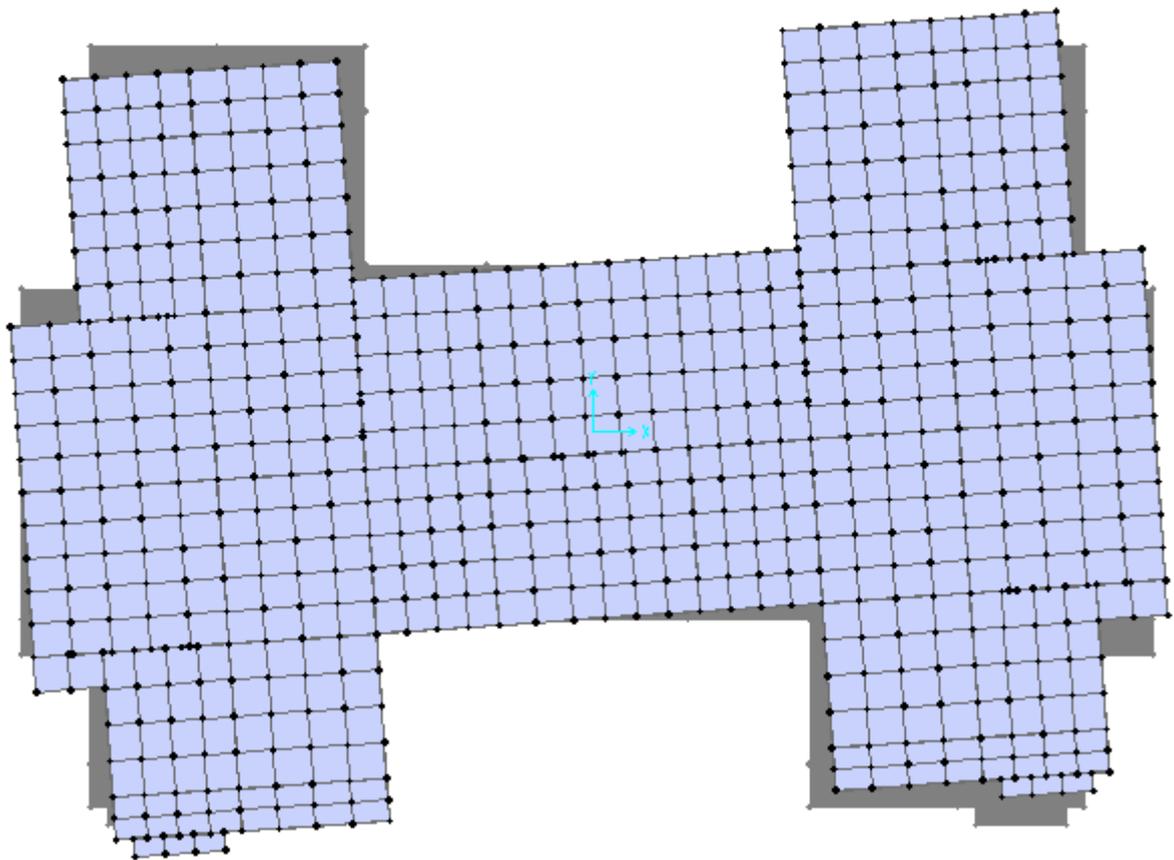


Figure IV.6 : Mode 3 (Translation suivant l'axe Z-Z)

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.Sol 1	91686,757	7388,703	92,54234802	7,457652
E. Sol 2	91686,757	11224,478	89,09304898	10,906951
RDC	61046,031	9638,299	86,36430592	13,635694
1	51014,08	8633,115	85,52636884	14,473631
2	42072,13	7502,86	84,86563487	15,134365
3	34151,144	6474,172	84,06370058	15,936299
4	26682,308	5307,078	83,40987851	16,590121
5	19269,024	4022,475	82,72985779	17,270142
6	12370,618	2735,573	81,89104719	18,108953
7	5675,024	1397,104	80,24492769	19,755072

Tableau IV.4: Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.Sol 1	4877,15	2297,631	67,97629	32,02370	3973,613	3110,814	56,089405	43,9105
E.Sol 2	4877,15	2660,007	64,70809	35,29191	3973,613	4006,339	49,794948	50,2050
RDC	3996,968	2364,656	62,82937	37,17063	2757,243	3347,816	45,163249	54,8367
1	4021,195	1800,804	69,06897	30,93102	2877,837	2659,466	51,971817	48,0281
2	3712,914	1486,94	71,4042	28,59580	3342,117	1636,192	67,133578	32,8664
3	3411,435	1202,607	73,93593	26,06406	2791,363	1616,623	63,325133	36,6748
4	2709,054	1211,377	69,10092	30,89907	2332,606	1444,057	61,763678	38,2363
5	2373,185	937,765	71,67686	28,32313	2181,285	953,486	69,583551	30,4164
6	1649,652	608,355	73,05788	26,94212	1736,341	727,615	70,469643	29,5303
7	1256,4	473,385	72,6333	27,36669	1665,975	741,686	69,194749	30,8052

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	7266,65	4776,379	Vérifiée
Suivant Y-Y	7121,51	4116,153	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

IV.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
E.Sol 1	4,08	0,002	0,010	0	0,010	0,002	0,002	0,010	0	0,010	0,002
E.Sol 2	4,08	0,007	0,035	0,010	0,025	0,006	0,006	0,030	0,010	0,020	0,005
RDC	4,08	0,012	0,060	0,035	0,025	0,007	0,010	0,050	0,030	0,020	0,005
01	3,57	0,017	0,085	0,060	0,025	0,008	0,015	0,075	0,050	0,025	0,007
02	3,06	0,021	0,105	0,085	0,020	0,007	0,019	0,095	0,075	0,020	0,006
03	3,06	0,024	0,120	0,105	0,015	0,005	0,023	0,115	0,095	0,020	0,006

04	3,06	0,027	0,135	0,120	0,015	0,005	0,027	0,135	0,115	0,020	0,006
05	3,06	0,030	0,150	0,135	0,015	0,005	0,030	0,150	0,135	0,015	0,005
06	3,06	0,033	0,165	0,150	0,015	0,005	0,034	0,170	0,150	0,020	0,006
07	3,06	0,035	0,175	0,165	0,010	0,003	0,037	0,185	0,170	0,015	0,005

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV. 5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K = Σ_{i=K}ⁿ F_i: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K: Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si 0.1 ≤ θ_K ≤ 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 - θ_K).
- ✓ Si θ_K > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
E.Sol 1	4,08	92169.55	0.0005	7174.802	0.00157	0.0005	7086.5	0.00159
E.Sol 2	4,08	95783.41	0.0004	7537.10	0.00124	0.0004	7981.7	0.00118
RDC	4,08	66105.43	0.0004	6361.62	0.00102	0.0004	6105.1	0.00106
01	3,57	55919.11	0.0003	5821.92	0.00080	0.0003	5538.1	0.00085
02	3,06	46705.9	0.0003	5222.09	0.00087	0.0003	4978.1	0.00092

03	3,06	3826.3	0.0002	4614.04	0.00054	0.0002	4407.1	0.00057
04	3,06	30139.35	0.0002	3920.43	0.00050	0.0002	3776.7	0.00052
05	3,06	21967.81	0.0002	3110.952	0.00046	0.0002	3135.5	0.00046
06	3,06	14280.08	0.0001	2257.99	0.00021	0.0001	2463.6	0.00019
07	3,06	6746.27	0.0001	1759.776	0.00012	0.0001	2407.1	0.00009

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

fcj : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (cm)	H(cm)	S	N (KN)	γ	Observation
Entre Sol 1 et 2	65	65	4225	3070,16	0,291	<i>Vérifiée</i>
RDC	60	65	3900	2489,26	0,255	<i>Vérifiée</i>
Etages 1	60	60	3600	2018,33	0.224	<i>Vérifiée</i>
Etages 2	55	60	3300	1612,52	0.195	<i>Vérifiée</i>
Etages 3	55	55	3025	1264,20	0.167	<i>Vérifiée</i>
Etages 4	50	55	2750	928,49	0.135	<i>Vérifiée</i>
Etages 5	50	50	2500	618,97	0.099	<i>Vérifiée</i>
Etages 6	45	50	2250	351,70	0.063	<i>Vérifiée</i>
Etages 7	45	45	2025	206,05	0.041	<i>Vérifiée</i>

IV.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

TableauIV.9 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	E.Sol 1 et 2	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Poteaux (cm ²)	65*65	60*65	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45
Voiles (cm)	20cm								
P.P (cm ²)	35*40								
P.S (cm ²)	35*40								

Chapitre V

V.1 Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit être réalisée de façon à résister au séisme et aux différentes charges qu'elle est sensée reprendre, et cela grâce à ces éléments destinés au contreventement (voile, poteaux, poutre), ces éléments doivent être bien armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; \quad * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; \quad * 0.8G \pm E \end{array}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

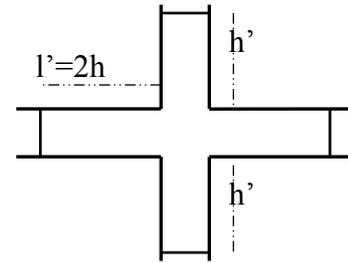


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
ENTRE SOL 1 et 2	65x65	33.8	169	253
RDC	65x60	31.8	156	234
1 ^{er} étages	60x60	28.8	144	216
2 ^{ème} étages	60x55	26.4	132	198
3 ^{ème} étages	55x55	24.2	121	181
4 ^{ème} étages	55x50	22	110	165
5 ^{ème} étages	50x50	20	100	150
6 ^{ème} étages	50x45	18	90	135
7 ^{ème} étages	45x45	16.2	81	121

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
65x65	-3797.96	17.03	3853.84	180.77	382.12	703.507	351.89
65x60	-3070.68	-71.15	1387.02	31.40	323.83	46.94	193.64
60x60	-2385.082	9.26	570.71	44.26	316.29	-419.75	189.11

60x55	-1942.929	4.75	270.724	19.32	-257.85	-1150.81	-187.72
55x55	-1561.07	23.38	247.566	24.21	-235.659	-873.59	148.80
55x50	-1194.55	22.09	287.395	45.86	-185.84	-673.47	-136.01
50x50	-849.98	-48.63	333.275	39.00	170.63	-575.63	-124.59
50x45	-627.30	-47.84	328.491	15.78	125.63	-368.02	120.49
45x45	-391.58	-52.52	258.592	7.15	-125.90	-132.74	-77.78

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Entre sol 1 et 2	65x65	0	21.1	33.8	36.69	4HA20+12HA16
RDC	65x60	0	19.5	31.2	32.17	16HA16
1 ^{er} étages	60x60	0	18	28.8	30.28	12HA16+4HA14
2 ^{ème} étages	60x55	0	16.5	26.4	26.52	4HA16+12HA14
3 ^{ème} étages	55x55	0	15.1	24.2	24.63	16HA14
4 ^{ème} étages	55x50	0	13.8	22	23	12HA14+4HA12
5 ^{ème} étages	50x50	0	12.5	20	23	12HA14+4HA12
6 ^{ème} étages	45x50	0	11.3	18	18.1	16HA12
7 ^{ème} étages	45x45	0	10.1	16.2	18.1	16HA12

V.2.3.2 Armatures transversales

V.2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Entre sol et 2	RDC	1 ^{er} étage	2eme ettege	3eme ettege	4éme étages	5éme étages	6éme étages	7éme étages
Section (cm ²)	65x65	65x60	60x60	60x55	55x55	55x50	50x50	50x45	45x45
$\varnothing_{l\ max}$ (cm)	2	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$\varnothing_{l\ min}$ (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
L ₀ (cm)	3.68	3.68	3.68	3.17	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
L _r (cm)	2.576	2.576	2.576	2.219	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862
λg	4.39	4.39	4.76	4.16	3.89	3.89	4.28	4.28	4,76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V _u (kn)	351.89	193.64	189.11	-187.7	148.80	-136.01	124.59	120.49	-77.78
L _r (cm)	80	64	64	64	56	56	56	48	48
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A ^t _{cal} (cm ²)	7.59	4.18	4.43	4.39	3.78	3.47	3.5	3.38	2.43
A ^t _{min} (cm ²)z.nodale	3.25	3.25	3	3	2.75	2.75	2.5	2.5	2.25
A ^t _{min} (cm ²)z.courante	4.875	4.875	4.5	4.5	4.12	4.12	3.75	3.75	3.37
A ^t _{adopte} (cm ²)	7.85	6,28	4.71	4.71	4.71	4.71	4.02	4.02	4,02
Nombre des cadres	10T10	8T10	6T10	6T10	6T10	6T10	8T8	8T8	8T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
Entre sol 1 et 2	65x65	3,68	2,576	13,731	0,825	36.69	0,3969	7116,59	-3796,96	<i>vérifiée</i>
RDC	65x60	3,68	2,576	14,873	0,82	32.17	0,3654	6466,21	-3070.68	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	60x60	3,17	2,219	12,812	0,828	30.28	0,3364	6030,19	2385.08	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étages	60x55	2,66	1,862	11,725	0,831	26.52	0,3074	5497,09	-1942.92	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étages	55x55	2,66	1,862	11,725	0,831	24.63	0,2809	5034,65	-1561.07	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étages	55x50	2,66	1,862	12,904	0,828	23	0,2544	4563,20	-1194.55	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étages	50x50	2.66	1.862	12.904	0.828	23	0.2304	4195,2	-849.98	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} Etages	50x45	2.66	1.862	14.334	0.822	18.1	0.2064	3659,37	-627.30	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étages	45x45	2.66	1.862	14.334	0.822	18.1	0.1849	3332,09	391.58	<i>vérifiée</i>

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15MPa \text{ tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

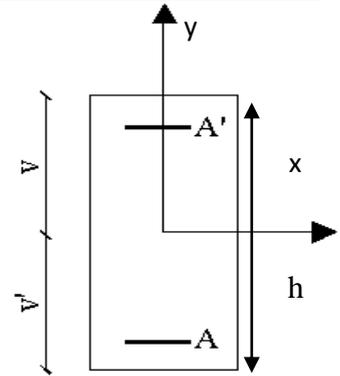


Figure V.2 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Entre sol	RDC	1 ^{er} étages	2 ^{ème} étages	3 ^{ème} étages	4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etages	6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65x65	65x60	60x60	60x55	55x55	55x50	50x50	50x45	45x45
d (cm)	60	60	55	55	50	50	45	45	40
A' (cm ²)	36.69	32.17	30.28	26.52	24.63	23	23	18.1	18.1
A (cm)	36.69	32.17	30.28	26.52	24.63	23	23	18.1	18.1
S (m ²)	0.5325	0.4865	0.4508	0.4095	0.3763	0.3440	0.3193	0.2793	0.2568
V (cm)	38.597	35.356	35.44	32.259	32.31	29.413	29.759	26.759	26.623
V' (cm)	26.403	24.644	24.56	22.741	22.69	20.587	20.241	18.709	18.377
I _{yy'} (m ⁴)	0.0225	0.0173	0.0161	0.0122	0.0112	0.0084	0.0078	0.0055	0.005
N _{ser} (KN)	82.03	45.75	66.45	76.41	48.68	-38.23	38.89	-31.63	45.96
M _{ser} (KN.m)	-2663.01	-2118.34	-1744.26	-1421.91	-1142.72	-874.72	623.11	413.84	205.554
M _{seG} (MN.m)	0.2444	0.1592	0.1303	0.1441	0.5418	0.0768	0.0685	0.0473	0.0544
σ _{bc1} (MPa)	6.72	5.76	3.55	4.69	5.34	3.45	2.75	2.07	1.3
σ _{bc2} (MPa)	9.17	7.7	5.25	6.99	14.75	5.06	4.27	3.45	3.01
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

b) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
E-SOL	4225	2.576	4.39	0.04	60	351.89	0.902	1	vérifiée
RDC	3900	2.576	4.39	0.04	60	193.64	0.497	1	vérifiée
1 ^{er} étages	3600	2.219	4.76	0,04	55	189.11	0.573	1	vérifiée
2 ^{eme} étage	3300	1.862	4.16	0,04	55	-187.72	0.569	1	vérifiée
3 ^{eme} étages	3025	1.862	3.89	0,04	50	148.80	0.541	1	vérifiée
4 ^{ème} étages	2750	1.862	3.89	0,04	50	-136.01	0.495	1	vérifiée
5 ^{ème} étages	2500	1.862	4.28	0,04	45	-124.59	0.554	1	vérifiée
6 ^{ème} étages	2250	1.862	4.28	0,04	45	120.49	0.536	1	vérifiée
7 ^{ème} étages	2025	1.862	4.76	0,04	40	-77.78	0.432	1	vérifiée

V.2.5 Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64cm$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56cm$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48cm$$

On adopte : $L_r = 80cm.$

On adopte : $L_r = 65cm.$

On adopte : $L_r = 60cm.$

On adopte : $L_r = 50cm.$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• *Sous - Sol* :

$$L' = 2 \times 40 = 80cm$$

$$h' = \max(47 ; 60 ; 55 ; 60cm) = 60cm.$$

• *G.C* :

$$L' = 80cm$$

$$h' = 70cm.$$

• *RDC + les étages* :

$$L' = 80cm$$

$$h' = 60cm$$

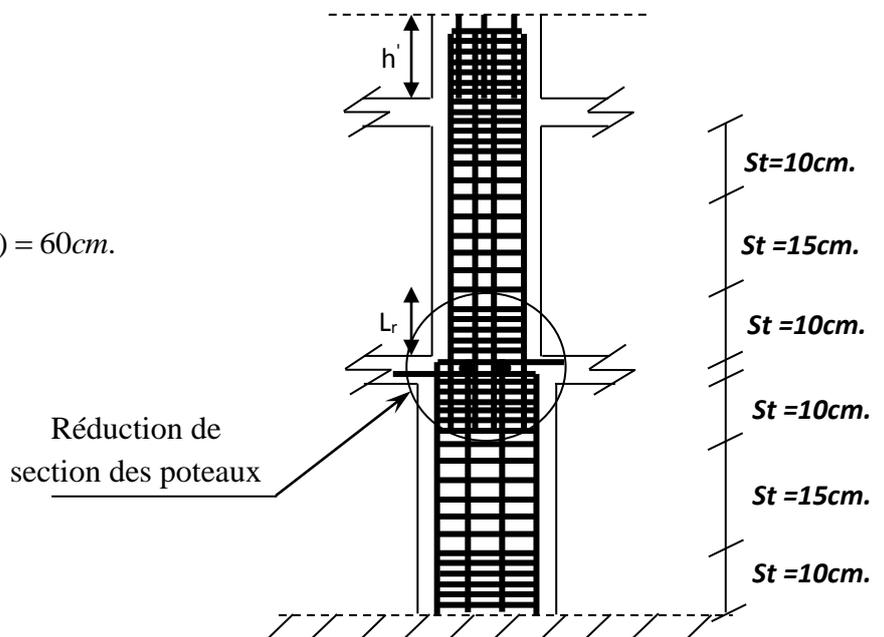
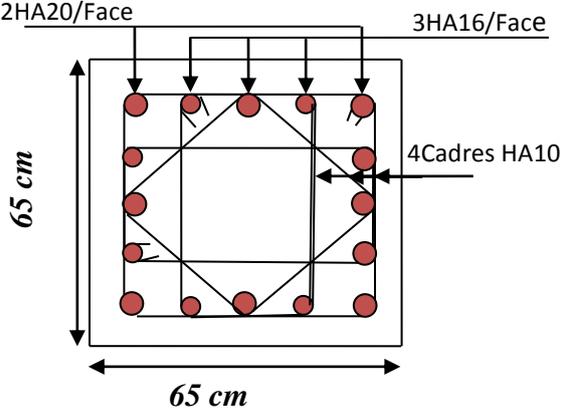
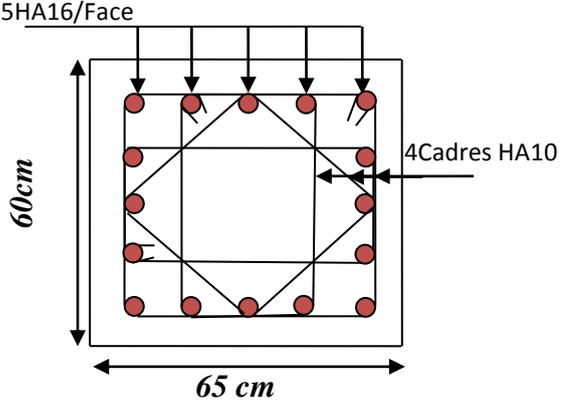
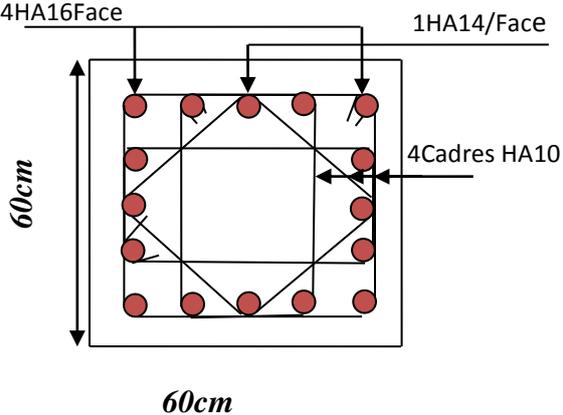
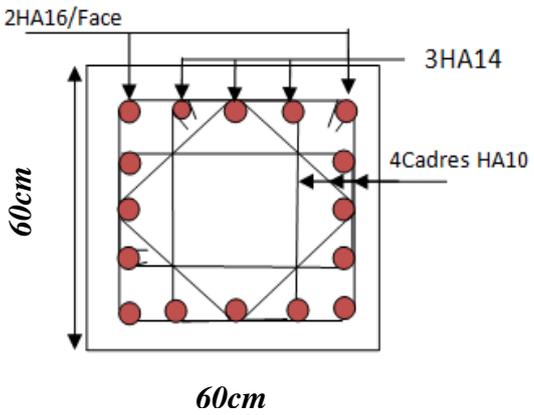
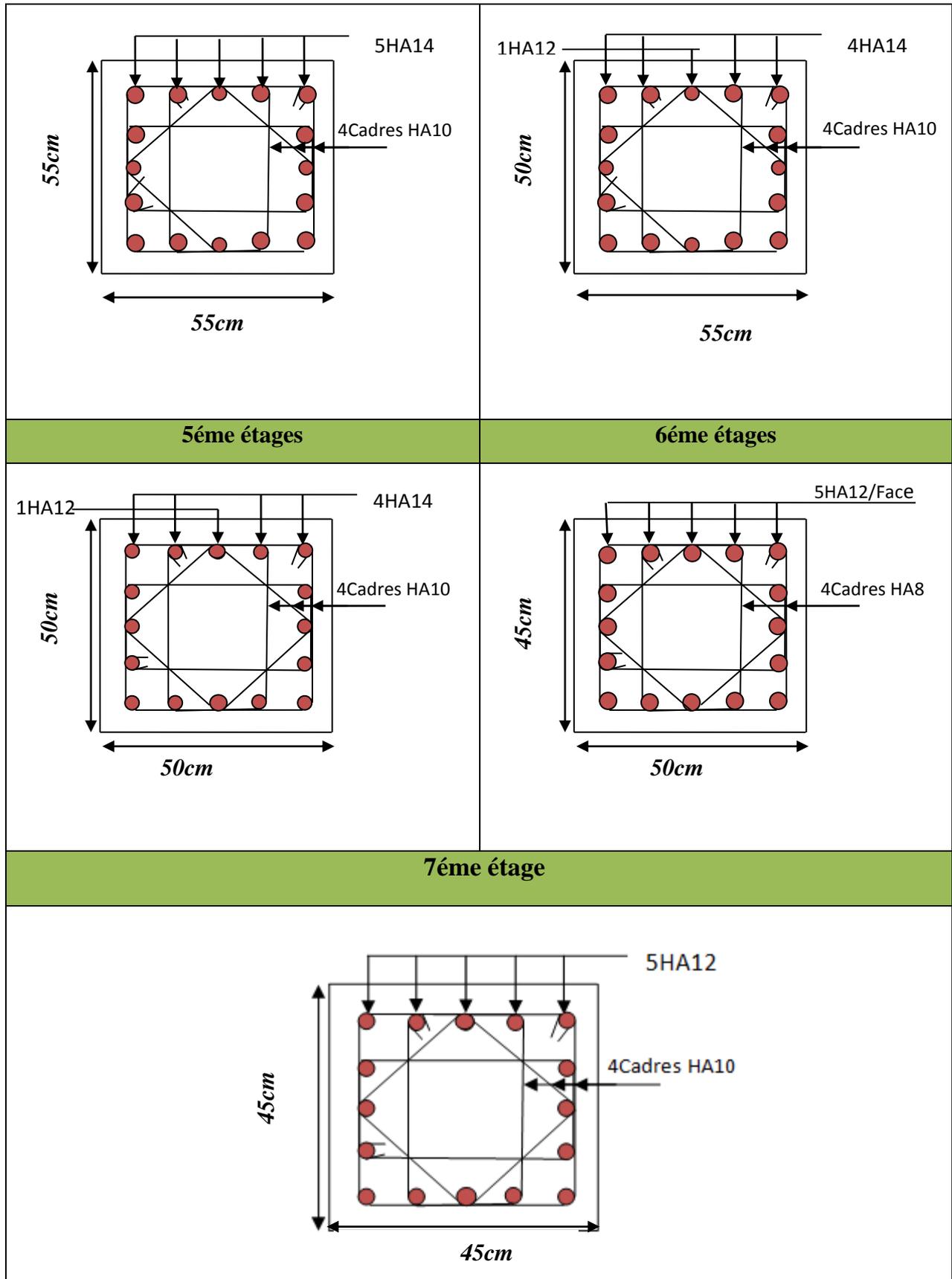


Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux

Entre sol	RDC
 <p>2HA20/Face 3HA16/Face 65 cm 65 cm 4Cadres HA10</p>	 <p>5HA16/Face 60 cm 65 cm 4Cadres HA10</p>
1 ^{ème} étages	2 ^{ème} étages
 <p>4HA16/Face 1HA14/Face 60 cm 60 cm 4Cadres HA10</p>	 <p>2HA16/Face 3HA14 60 cm 60 cm 4Cadres HA10</p>
3 ^{ème} étages	4 ^{ème} étages



V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000.V14**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & G + Q \\ * G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_s^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Poutre principale</i>	35 × 40	7	56	84
<i>Poutre secondaire</i>	35 × 40	7	56	84

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
<i>E.sol</i>	119,34	-134,83	113,9	66,26	-131,799	130,638
<i>RDC</i>	161,54	-168,97	195,35	63,84	-191,24	259,88
<i>1ère aux 7eme</i>	141,69	-157,79	131,17	82,35	166,57	157,88
<i>Terrasse inaccessible</i>	81,44	-90,14	138,69	37,534	-116,32	142,42

V.3.4 Ferrailage des poutres

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.sol	Principale	35×40	Appuis	9,9	7	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	8,7		9,42	3HA12+3HA16
	Secondaire	35×40	Appuis	9,7	7	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	4,7		8,01	3HA12+3HA14.
RDC	Principale	35×40	Appuis	12,7	7	12,82	3HA20+3HA12 .
			Travée	12,1		12,82	3HA20+3HA12
	Secondaire	35×40	Appuis	14,7		15,47	3HA16+3HA20.
			Travée	4,5		8,01	3HA12+3HA14.
1ère aux 7ème étage	Principale	35×40	Appuis	11,8	7	12,06	6HA16
			Travée	10,5		10,65	3HA16+3HA14
	Secondaire	35×40	Appuis	5,9	7	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	12,6		12,82	3HA20+3HA12
Terrasse inaccessible	Principale	35×40	Appuis	6,4	7	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	5,8		8,01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35×40	Appuis	8,5	7	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	4,5		8,01	3HA14+3HA12

a. Les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres selon l'axe xx**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3,5) \text{cm}$$

✓ **Poutres selon l'axe yy**

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3,5) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$.

$$S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

1) **Vérifications des armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,575 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour les poutres 35×40 .

❖ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$\left\{ A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres } 35 \times 40 \text{ .} \right.$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
<i>Selon l'axe xx</i>	195,35	1,508	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Selon l'axe yy</i>	259,88	2,01	3,33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car τ_{bu} < τ̄_u = 3,33MPa .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
<i>Principale</i>	12,82	195,35	-168,54	5,62	-8,932	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaire</i>	15,47	259,88	-191,24	7,47	-9,039	<i>Vérifiée</i>

❖ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Principale	Appui	-73,33	15,4	132329,23	8,53	15	Vérifiée
	Travée	39,90	15,4	132329,23	4,64	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-111,198	16,49	149927,07	12,23	15	Vérifiée
	Travée	44,918	12,87	94828,55	6,09	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche** : D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la

flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

✓ **Poutres principale**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{375} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0452 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,82 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0098 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaire**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{455} = 0,0879 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0869 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

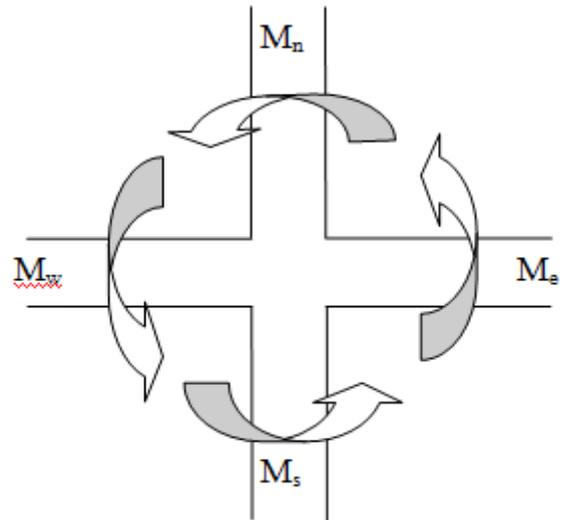


Figure V. 4 Les moments dans la zone nodale

V.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $Z=0,9 \times h$ (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:

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	As (cm ²)	MR (kn.m)
Entre sol 1 et 2	0,65	0,58	36,69	740,55
² RDC	0,65	0,58	32,17	649,32
Etage1	0,60	0,54	30,28	569,02
Etage2	0,60	0,54	26,52	498,36
Etage3	0,55	0,49	24,63	419,99

<i>Etage4</i>	0,55	0,49	23	392,19
<i>Etage5</i>	0,50	0,45	23	360,18
<i>Etage6</i>	0,50	0,45	18,1	283,45
<i>Etage7</i>	0,45	0,40	18,1	251,95

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre sol 1et 2	0,40	0,36	10,65	348	133,42
RDC	0,40	0,36	12,82	348	160,61
Etages 1	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 2	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 3	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 4	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 5	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 6	0,40	0,36	12,06	348	151,09
Etages 7	0,40	0,36	8,01	348	100,35

Tableau V.17 Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre sol 1et 2	0,40	0,36	10,65	348	133,42
RDC	0,40	0,36	15,47	348	193,81
Etages 1	0,40	0,36	8,01	348	100,35
Etages 2	0,40	0,36	8,01	348	100,35
Etages 3	0,40	0,36	8,01	348	100,35

Etages 4	0,40	0,36	8,01	348	100,35
Etages 5	0,40	0,36	8,01	348	100,35
Etages 6	0,40	0,36	8,01	348	100,35
Etages 7	0,40	0,36	8,01	348	100,35

V.3.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 Vérification de la zone nodale le sens principale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
<i>Entre sol 1 et 2</i>	740,55	740,55	1481,1	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
<i>RDC</i>	649,32	649,32	1298,64	160,61	160,61	401,525	Vérifiée
<i>Etage1</i>	569,02	569,02	1138,04	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage2</i>	498,36	498,36	996,72	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage3</i>	419,99	419,99	839,98	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage4</i>	392,19	392,19	784,38	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage5</i>	360,18	360,18	720,36	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage6</i>	283,45	283,45	566,9	151,09	151,09	377,725	Vérifiée
<i>Etage7</i>	251,95	251,95	503,9	100,35	100,35	250,875	Vérifiée

Tableau V.19 Vérification de la zone nodale le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
<i>Entre sol 1 et 2</i>	740,55	740,55	1481,1	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
<i>RDC</i>	649,32	649,32	1298,64	160,61	160,61	484,525	Vérifiée
<i>Etage1</i>	569,02	569,02	1138,04	151,09	151,09	250,875	Vérifiée

<i>Etage2</i>	498,36	498,36	996,72	151,09	151,09	250,875	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage3</i>	419,99	419,99	839,98	151,09	151,09	250,875	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage4</i>	392,19	392,19	784,38	151,09	151,09	250,875	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage5</i>	360,18	360,18	720,36	151,09	151,09	250,875	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage6</i>	283,45	283,45	566,9	151,09	151,09	250,875	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage7</i>	251,95	251,95	503,9	100,35	100,35	250,875	<i>Vérifiée</i>

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher entre sol, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes (IV, V, VI).

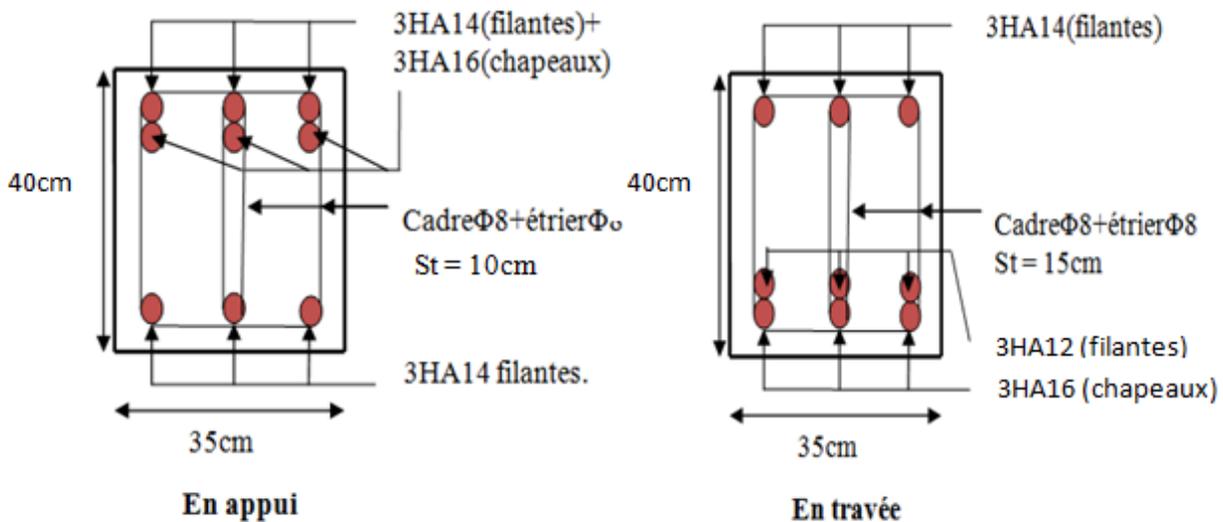


Figure V. 5 schéma de ferrailage poutre principales Entre sol

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

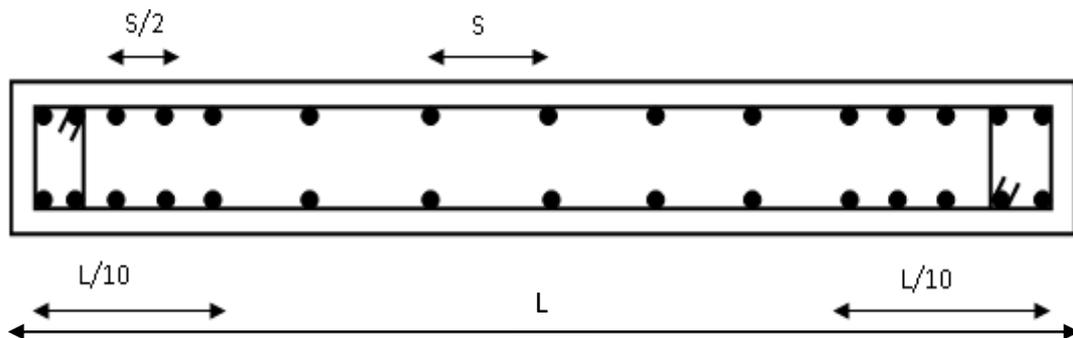


Figure V.6 Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

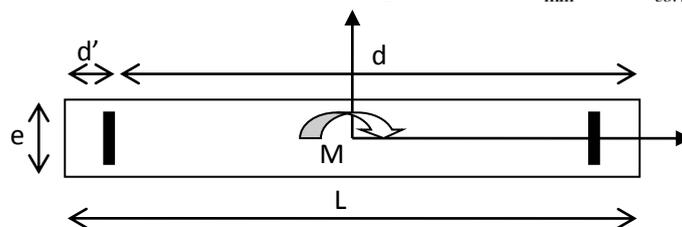


Figure V.7 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$)

A_v^{min} : section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

V.3.3 Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile $V_x=2m$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol 1 et 2	1614,22	160,84	1614,22	408,36	159,75	1639,56	485,32
RDC+1 étages	1499,61	132,97	943,73	1038,08	526,75	606,61	472,69
2,3ème étages	1219,83	131,55	460,34	655,9	390,89	414,16	344,28
4,5ème étages	870,89	135,83	382,67	469,86	188,23	241,887	307,31
6,7ème étages	497,23	46,38	131,61	172,24	3,84	211,83	182,37

Tableau V.21 Sollicitations maximales dans le voile $V_x = 1,9m$

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre sol 1 et 2</i>	1503,91	614,14	1262,48	132,87	-70,045	1233,73	690,31
<i>RDC+1 étages</i>	1250,52	-62,76	408,07	639,39	404,84	391,11	520,66
<i>2,3ème étages</i>	965,46	-27,71	177,32	494,90	341,30	-175,49	160,39
<i>4,5ème étages</i>	701,08	-10,51	183,04	253,33	253,33	-183,04	191,61
<i>6,7ème étages</i>	408,28	8,13	193,19	115,94	115,94	-193,19	133,07

- Sens y-y' :

Tableau V.22 Sollicitations maximales dans le voile $V_y = 4,25m$

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Entre sol 1 et 2</i>	3494,42	146,08	4937,79	2090,4	688,91	4507,97	1929,54
<i>RDC+1 étages</i>	3068,62	23,98	3100,84	1827,95	1142,22	1877,57	1595,52
<i>2,3ème étages</i>	2340,27	-11,35	1117,70	1993,14	931,509	1098,91	783,66
<i>4,5ème étages</i>	1660,97	1053,59	1118,96	1053,59	627,18	1113,47	687,25
<i>6,7ème étages</i>	897,49	-8,1	1105,30	719,508	234,74	940,83	444,02

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' :

Tableau V.23. Ferrailage du voile $V_x = 2m$

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC+1 étages	2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm ²)	200×20	200×20	200×20	200×20	200×20
M(KN.m)	1639,56	943,73	414,16	241,88	211,83
N(KN)	159,75	1038,08	390,89	188,23	3,84
V(KN)	485,32	472,69	344,28	307,31	182,37

τ (MPa)	2,5	2,16	1,55	1,39	0,8
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	26,02	3,84	1,56	1,3	3,05
A_v^{min} (cm ²)	5,03	5,1	5,18	5,18	5,33
$A_{v.adop}$ (cm ²)	27,21	5,34	5,34	5,34	5,34
N^{bre} /par face	12HA16+2HA14	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2,82	2,7	1,94	1,73	1
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	3,08	2,26	2,26	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA14	2HA14	2HA12	2HA12	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_x=1,9m$

Niveau	Entre sol 1et 2	RDC+1 étages	2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm ²)	190×20	190×20	190×20	190×20	190×20
M(KN.m)	1262,48	391,11	27,71	183,04	193,19
N(KN)	132,87	404,84	965,46	253,33	115,94
V(KN)	690,31	520,66	160,39	191,39	133,07
τ (MPa)	3,21	2,38	0,7	0,85	0,58
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	19,44	1,13	0	0	1,37
A_v^{min} (cm ²)	5,03	5,1	5,33	5,25	5,33
$A_{v.adop}$ (cm ²)	20,11	5,34	5,34	5,34	5,34
N^{bre} /par face	10HA16	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12
S_t (cm)	11	11	11	11	11
A_h^{cal} (cm ²)	4,01	2,98	0,88	1,06	0,73
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

A_h^{adop} (cm ²)	4,52	3,14	1,57	1,57	1,01
N^{bre} /par Plan	4HA12	4HA10	2HA10	2HA10	2HA18
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Sens y-y' :

Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_y=4,25m$

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC+1 étages	2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm ²)	425×20	425×20	425×20	425×20	425×20
M(KN.m)	4937,79	3100,84	1098,91	1113,47	940,83
N(KN)	2090,4	1827,95	931,509	627,18	234,74
V(KN)	1929,54	1595,52	783,66	687,25	444,02
τ (MPa)	4,17	3,5	1,74	1,55	1,02
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	15,22	2,58	0	0,66	4,21
A_v^{min} (cm ²)	10,80	10,65	10,5	10,35	10,20
L_t (m)	1.34	1.16	0.88	1.17	1.46
A_{min}^{tendu} (cm ²)	5,37	4,62	3,54	4,67	5,84
$A_{v.adop}$ (cm ²)	15.39	10,87	10,87	10,87	10,87
N^{bre} /par face	10HA14	4HA14+ 6HA10	4HA14+ 6HA10	4HA14+ 6HA10	4HA14+ 6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
L_c (m)	0,91	1,25	1,73	1,12	0,48
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,83	2,48	3,46	2,23	1,27
A_h^{cal} (cm ²)	5,21	4,37	2,18	1,94	1,27
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	5,50	4,71	2,58	2,01	2,01
N^{bre} /par Plan	7HA10	6HA10	2HA10+ 2HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

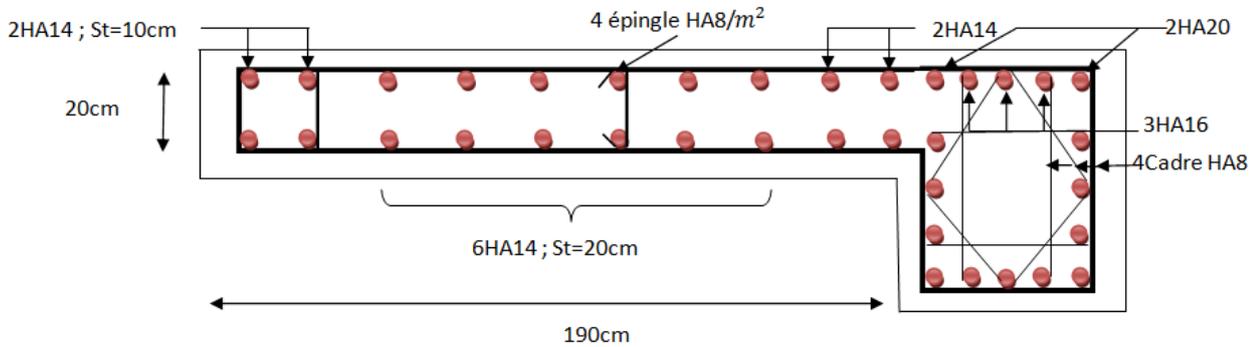
V.3.5.Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_x=1,9m$ 

Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1,90m$ (Entre sol)

V. 5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques algériennes.

Chapitre VI

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 des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2.00m, du niveau de base, et un taux de travail de 1.5 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes (RPA99/v2003) :

- ✓ $G + Q$
- ✓ $1.35G + 1.5Q$

VI.2.1 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons : $G + Q + E$, $0.8G + E$ et $0.8G - E$ obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

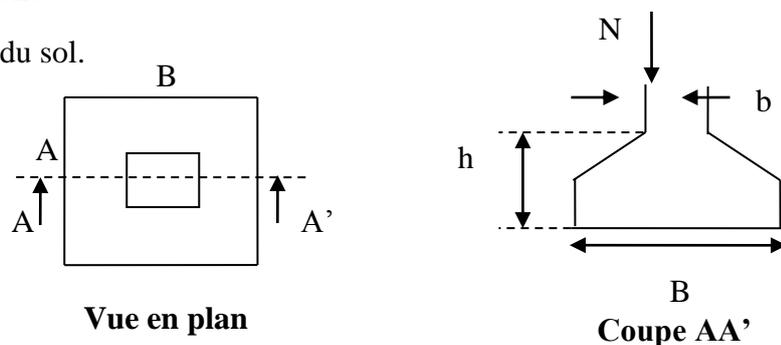


Figure VI.1 : semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a \times b$), donc $S = A \times B = A^2$

$$N = 3797.96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3797.96 \times 10^{-3}}{1.8 \times 10^{-1}}} = 4.59 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2 : Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 11 poteaux.

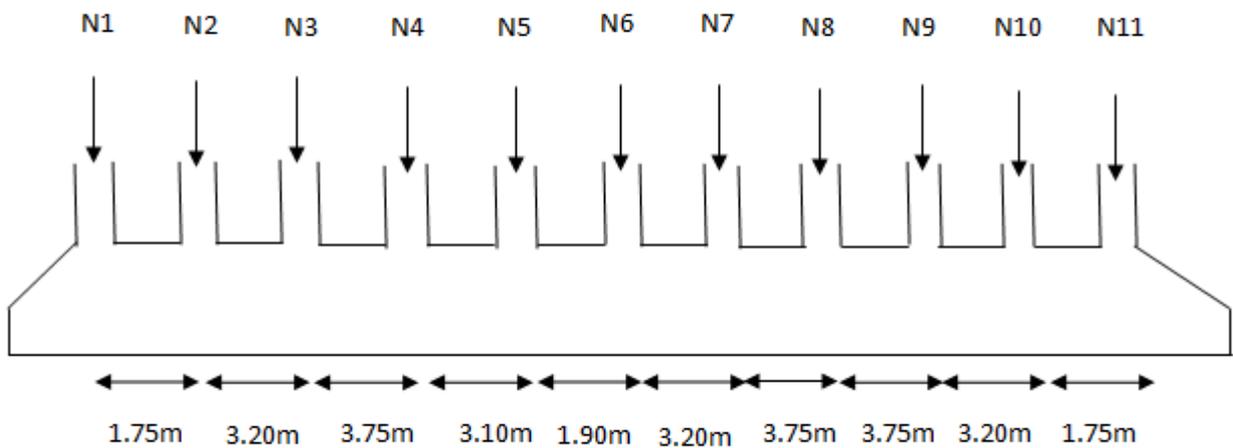


Figure VI.2 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1359,86 \text{ KN}, N_2 = 2044,10 \text{ KN}, N_3 = 677,84 \text{ KN}, N_4 = 1980,70 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1893.70 \text{ KN}, N_6 = 2241,94 \text{ KN}, N_7 = 1549,72 \text{ KN}, N_8 = 2050,11 \text{ KN}, N_9 = 1746,16 \text{ KN};$$

$$N_{10} = 2471,14 \text{ KN}, N_{11} = 1734,16 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 19449,49 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{199449,49}{180 * 29} = 3,72 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.2.3 .Radier général

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On choisit un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.Pré dimensionnement

a) La condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots(1)$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 495\text{cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_r \geq 49,5$

On opte pour une hauteur $h_r=50\text{cm}$

b) La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \quad \text{AN : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.95^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 71,2\text{cm}$$

$$h \geq 0.72\text{m} .$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

La hauteur de la nervure $h_t = 90\text{cm}$

La hauteur du radier $h_r = 50\text{cm}$

c) Calcul du Poids

$N_s = 99233,29\text{KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{radier}} = 0.50 \times 493 \times 25 = 61662.5 \text{ KN}$ (Poids du radier)

$N_{\text{ser}} = 99233,29 + 61662 = 105395.79\text{KN}$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad N_{\text{ser}} = 99233.29\text{KN}.$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{99233.29}{180} = 551,29\text{m}^2.$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bât}} = 493\text{m}^2$

$S_{\text{rad}} > S_{\text{bât}} \Rightarrow$ Le radier déborde

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

On prend $D = 1.2\text{m}$

$P = 92$

D : débord et P : périmètre.

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 603.4 \text{ m}^2$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 603.4\text{m}^2$

VI.4. Les Vérifications nécessaires

VI.4.1. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 5.00m

S : surface totale du bâtiment = 493m²

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$P = 1.5 \times 5 \times 493 \times 10 = 36975\text{KN} < N = 99233.86\text{KN}. \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.4.2. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5.8m$

$$N_u = 3.07MN \leq 0.045 \times 5.80 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4.54MN. \quad \text{Condition vérifiée}$$

(La condition est vérifiée).

VI.4.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3MPa) = 2,5 MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{135433.56 \times 4.95 \times 1}{2 \times 603.4} = 555.51KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 50 = 45cm$$

$$\tau_u = \frac{555.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 1.23MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

a) Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 14.5m$$

$$Y_g = 8.5m$$

$$I_{xx} = 11873.1m^4$$

$$I_{yy} = 34551.1m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{99.23386}{603.4} + \frac{19.05734 \times 0.145}{34.551} = 0.172.MPa$$

$$\sigma = \frac{99.23386}{603.4} - \frac{19.05734 \times 0.145}{34.551} = 0.156.MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.172 + 0.156}{4} = 0.168.MPa \leq \sigma_{sol} = 0.18.MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

b) Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{99.23386}{603.4} + \frac{-42123.29 \times 0.085}{11.8731} = 0.134.MPa$$

$$\sigma_1 = \frac{99.23386}{603.4} + \frac{42123.29 \times 0.085}{11.8731} = 0.194.MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.134 + 0.194}{4} = 0.149.MPa \leq \sigma_{sol} = 0.18.MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

VI.4.5.Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{(RPA99 : Art .10.1.5)}$$

Sens xx : $e = \frac{42123.29}{99233.86} = 0.42m \leq \frac{29}{4} = 7.25m$ condition vérifiée

Sens yy : $e = \frac{19057.34}{99233.86} = 0.19m \leq \frac{17}{4} = 8.5m$ condition vérifiée

VI.5.Ferraillage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la 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 ferraillage pour tout le radier.

VI.5.1.Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{135433.56}{603.4} = 224.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{99233.86}{603.4} = 164.45 \text{ KN/m}^2$$

Nu : est l'effort ultime

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

La dalle porte dans les deux sens.

VI.5.2.Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0506 \times 22.44 \times 4.25 \times 4.25 = 20.5 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.6864 \times 20.5 = 14.07 \text{ t.m}$$

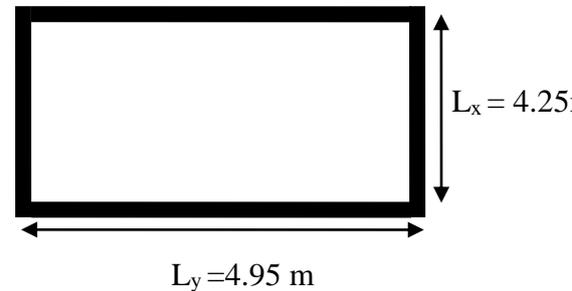


Figure VI.3 : Dalle sur quatre appuis

-Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 122.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 75.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -102.5 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -70.355 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **ELS ($\nu = 0.2$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \quad \text{(Annexe 01)}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 171.09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 133.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 145.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 113.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = -72.71 \text{ KN.m}$

le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.5) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	A calculée (cm ²)	A Min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	122.8	8.02	4.3	7HA14=10.78	17
	En appuis	-102.5	6.66		6HA14=9.24	20
Sens yy	En travée	75.4	4.88	4	5HA12=5.65	24
	En appuis	-70.3	4.58		6HA12=6.79	20

VI.5.3. Vérification à l'ELU

- Vérification de condition de non fragilité
- Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{224.46 \times 4.25}{2} \times \frac{4.95^4}{4.25^4 + 4.95^4} = 313.92 \text{ kn}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{224.46 \times 4.95}{2} \times \frac{4.95^4}{4.95^4 + 4.25^4} = 359.94 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{359.945}{1 \times 0.5} = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

- La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

VI.5.4 Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

- **Les contraintes dans l'acier :** La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_s ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = \frac{N_s}{603.4} = \frac{99233.86}{603.4} = 164.45 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes :

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

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

Les résultats de calcul des contraintes qui sont calculées par le **socotec** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (kn.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	xx	145.42	10.05	14.02	2.95	191.84	240
	yy	-72.34	5.65	10.46	1.93	179.03	240
Appui	xx	113.34	7.92	12.21	2.62	201.7	240
	yy	-72.34	6.79	11.38	1.78	149.63	240

- Espacement des armatures

Armatures // L_x: S_t = 15cm ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm

Armatures // L_y: S_t = 20cm ≤ min (4 h , 45cm) = 45cm

VI.5.5.Schéma de ferrailage du radier

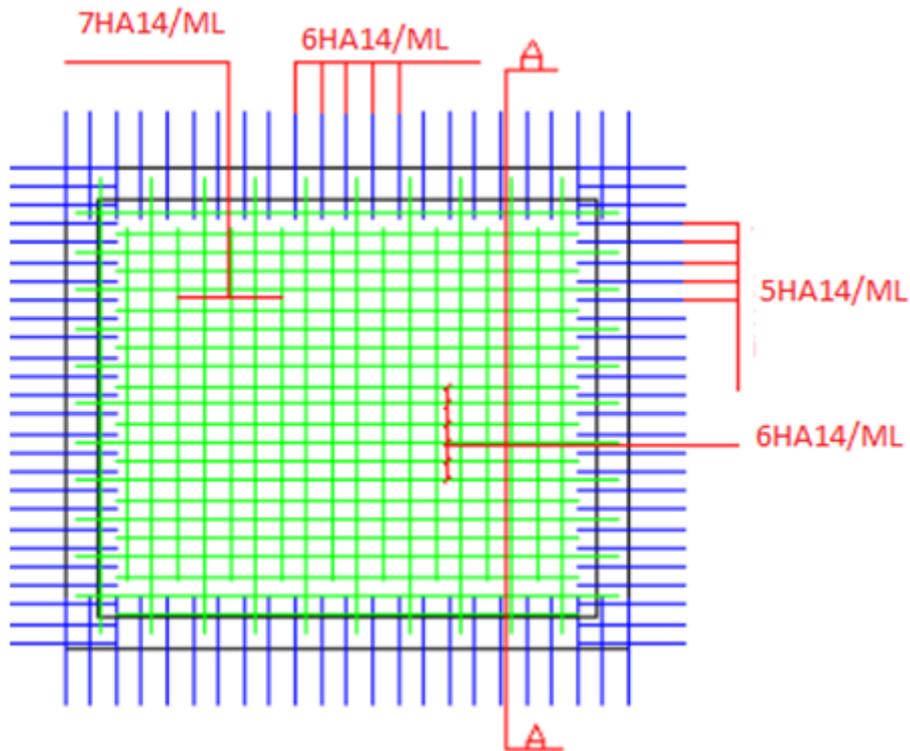


Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier

VI.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 45cm de largeur

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 224.42 \times \frac{1.2^2}{2} = 161.58KNm$$

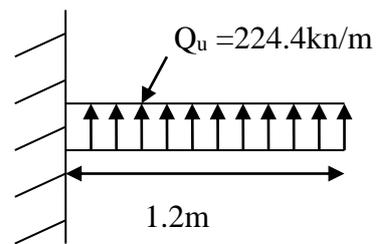


Figure VI.5 : Répartition des contraintes sur le débord

$$\Rightarrow A = 4.84cm^2$$

-Condition de non fragilité

Tab VI.3 : section de ferrailage

M (kn.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	St (cm)
161.5	10.8	3.45	HA814	12.5

- Vérification au cisaillement

$$b = 1m; d = 0.5 m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

$$V_u = Q_u \times L = 269.34 kn \Rightarrow \tau_u = 0.54MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{la condition es vérifier}$$

VI.7. Etude des nervures

VI.7.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.85 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

* Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

* Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 22.44t / m^2$$

$$q_s = 16.46t / m^2$$

Calcul des sollicitations :

-Moments aux appuis

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

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

-Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

2M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x):

$$P_1 = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

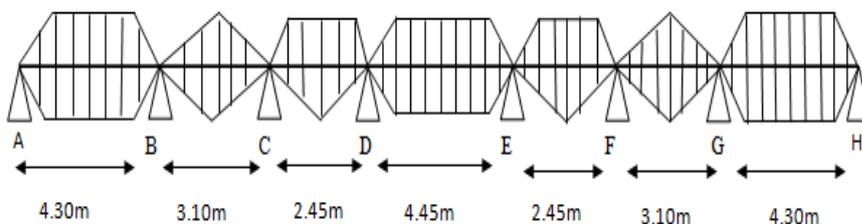


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens XX

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.3	4.3	611.43	0	-985.12	1.77	963.52
B-C	3.1	2.48	534.96	-985.12	-295.14	1.96	48.79
C-D	2.45	1.96	395.363	-295.14	-437.73	1.078	-65.30
D-E	4.45	3.56	389.19	-437.73	-437.73	2.22	525.63
E-F	2.45	1.96	395.363	-295.14	-437.73	1.078	-65.30
F-G	3.1	2.48	534.96	-985.12	-295.14	1.96	48.79
G-H	4.3	4.3	611.43	-985.12	-0	1.77	963.52

- Sens transversal (y-y):

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

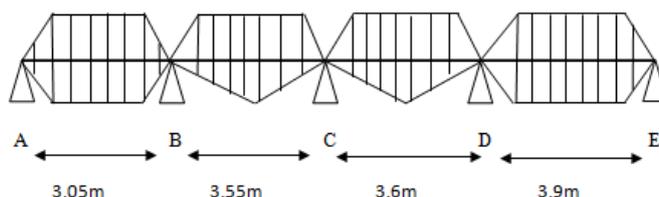


Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure dans YY

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.05	3.05	434.62	0	-502.9	1.146	285.512
B-C	3.55	2.84	559.06	-502.09	-525.81	1.76	367.25
C-D	3.6	2.88	531.21	-524.21	-639.78	1.74	279.6
D-E	3.9	3.12	656.52	-639.78	0	2.2	948.81

VII.7.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.90\text{ m}$

$h_0=0.50\text{m}$

$b_0=0.65\text{m}$

$d=0.85\text{m}$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.25}{10}; \frac{4.2}{2})$

$b_1 \leq \min(0.425; 2.1)$

soit : $b_1 = 0.40\text{m}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.45\text{m}$

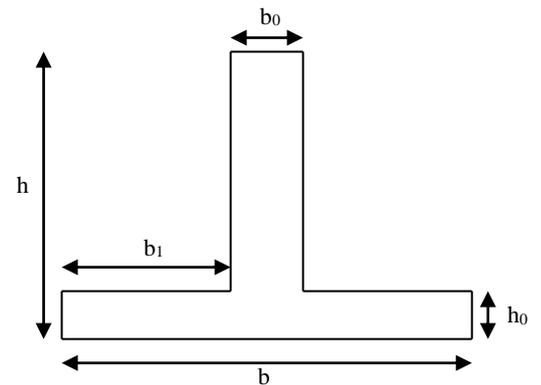


Figure VI.8 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Résumé des résultats

	Localisation	$M_u (KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	963.52	33.70	12HA20=37.70
	Appui	985.12	36.21	12HA20=37.70
Y-Y	Travée	948.81	33.02	12HA20=37.70
	Appui	639.78	22.66	12HA16=24.13

➤ Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Tableau VI.7: L'effort tranchant dans les nervures

Sens	$V_u (KN.m)$	$\tau_{bu} (MPa)$	Observation
Sens xx	1225.39	0.99	Vérifiée
Sens yy	1004.85	0.71	Vérifiée

- Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

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

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Résumé des résultats

Sens	Loc	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	427.90	37.7	22.14	3.43	146.23	240
	Appuis	-721.93	37.7	22.14	5.59	246.72	240
Y-Y	Travée	583.15	37.7	20.95	4.32	198.28	240
	Appuis	-587.76	24.13	17.24	5.21	307.35	240

On remarque que la contrainte dans les aciers aux appuis n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier a les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Calcul des ferrailages selon les deux sens

Sens	Loc	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Appuis	-721.93	10HA20+2HA25=41.24	21.78	5.17	225.11	240
Y-Y	Appuis	587.76	8HA20+4HA16=33.18	19.83	4.58	225.52	240

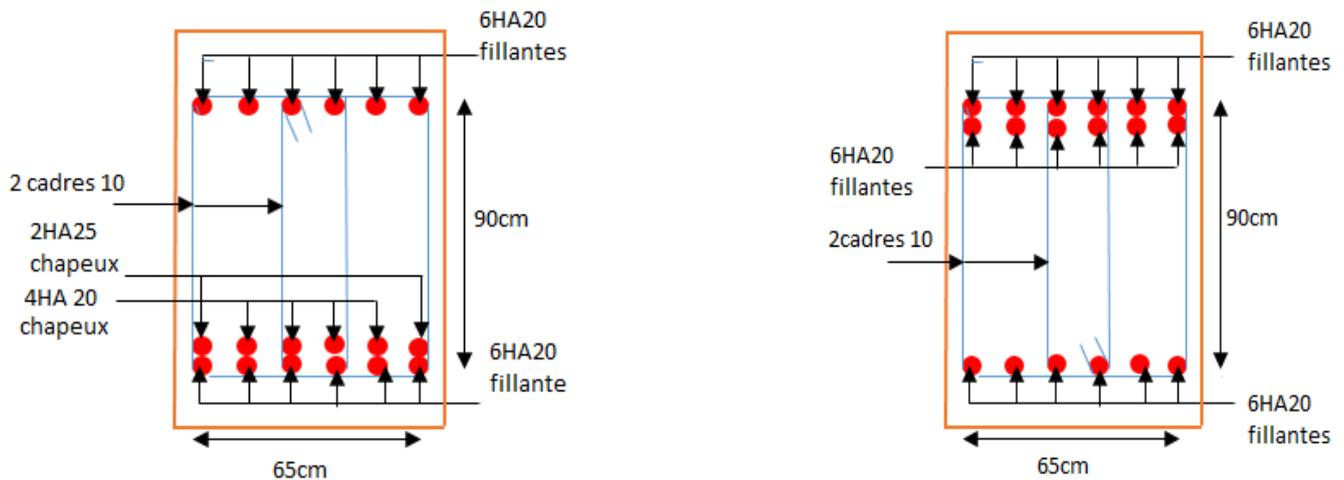
Armatures transversales

➤ $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t) = \min(25.71; 65; 20) = 20mm$ soit $\phi_t = 10mm$.

➤ Espacement des aciers transversaux

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 12; 20) = 10cm$ soit $S_t = 10cm$.

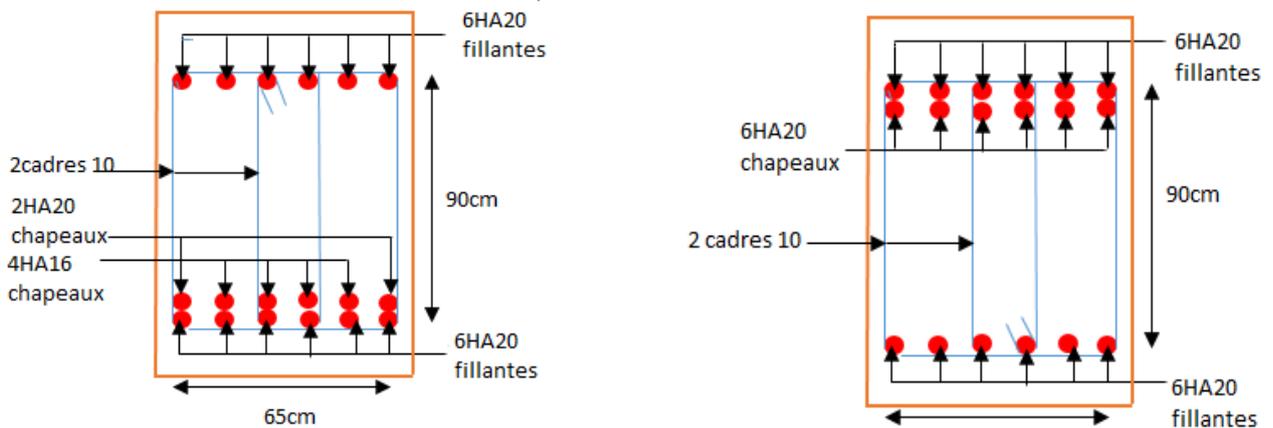
VI.7.3.Schéma de ferrailage



EN APPUI

EN TRAVEE

Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens XX



EN TRAVEE

EN APPUI

Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens YY

VI.8. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du mur**

- La hauteur : $h=8.16\text{m}$
- La longueur : $L=4.8\text{m}$
- L'épaisseur : $e=20\text{cm}$

- **Caractéristique du sol**

- Poids spécifique : $\gamma=20.1\text{ KN/m}^2$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C=0$

VI.8.1.Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 * c * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 4.08 \times (20.1 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}))$$

$$G=27.34\text{ KN}$$

Charge due à la Surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges $q=10\text{KN/m}^2$.

$$Q = q * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q=3.3\text{ KN/m}^2$$

VI.8.2.Ferraillage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

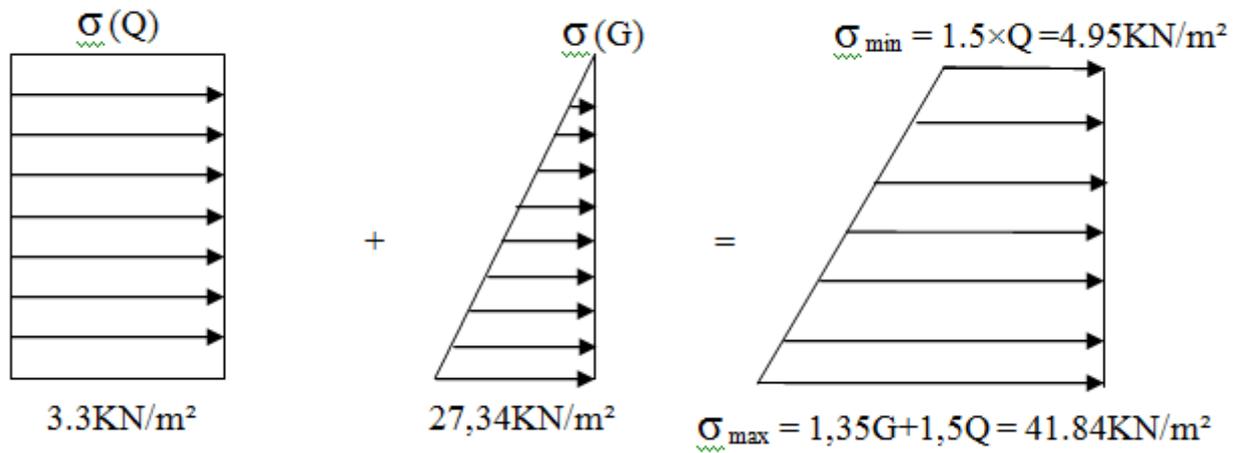


Figure. VI.11. Diagramme des contraintes

$$L_x = 4.08\text{m}; \quad L_y = 5.10\text{m}; \quad e = 20\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 32.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 32.62 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0561 \times 32.62 \times 4.08^2 = 30.46 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4181 \times 30.46 = 12.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 25.89 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 10.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = 0,5 \times M_x = 19.53 KN.m$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Section de ferrailage.

		M (kn.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X_X	25.89	0.063	0.081	0.164	4.53	1.76	5 HA12=5.65	20
	Y_Y	13.61	0.020	0.025	0.168	2.32	1.2	4 HA10 = 3.14	25
En appuis		19.53	0.047	0.06	0.166	3.38	2.05	5 HA10 = 3.93	20

• **Condition de non fragilité**

$$A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \alpha) * b * e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 * b * e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{41.84 * 4.80}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.8}{2}} = 71.72 KN$$

$$\tau_u = 0.42 MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 30.64 KN / m^2.$$

$$\sigma_{min} = 3.3 KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.80 KN / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} * 1ml = 23.80 KN/m$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0628 \times 23.8 \times 3.8^2 = 24.88 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,7111 \times 24.88 = 17.69 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 21.15 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 13.26 \text{KN.m} \end{cases}$
- Moments en appui $M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -18,16 \text{KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes dans le mur adossé

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X_X	21.15	4.58	16275.62	5.98	Vérifiée	242.09	Ne pas vérifier
	Y_Y	13.26	3.56	10011.78	4.71	Vérifiée	267.01	Ne pas vérifier
Appuis		14.30	3.93	12093.41	4.64	Vérifiée	231.82	Ne pas vérifier

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section de ferrailage.

Tableau VI.12. Section de ferrailage

Localisation		A(cm ²)	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X_X	4HA14=6.16	21.15	5.06	17491.35	144.35	Vérifiée
	Y_Y	4HA12=4.52	13.26	4.12	13678.33	187.29	Vérifiée
Appuis		5HA12=5.65	14.30	4.52	16278.03	164.45	Vérifiée

a. Schémas de ferrailage de voile

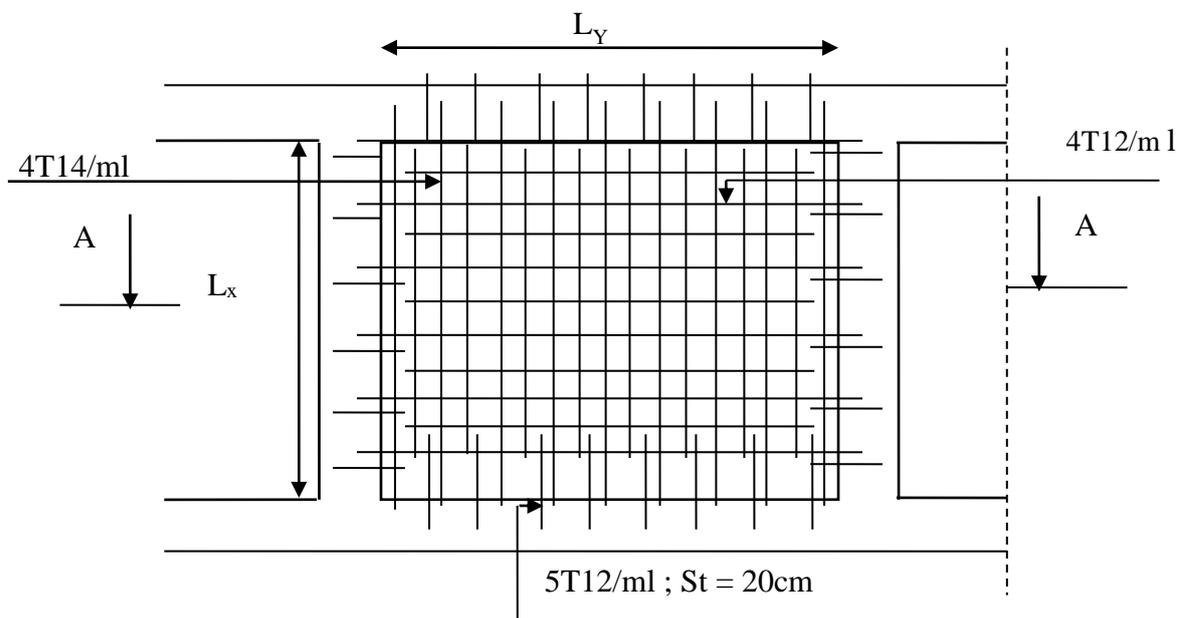


Figure.VI.12. Schéma de ferrailage de mur adossé

VI.9. 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 à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré avec débord ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 45cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 90)$ cm

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'une part d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et d'autre part de se familiariser avec quelques logiciels comme SAP2000 ; SOCOTEC ; AUTOCAD ; etc.

Notre choix est porté sur les ouvrages de bâtiment afin de nous permettre de découvrir la cote professionnelle de génie civil

Il a une grande importance qui nous a mis en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tels que la résistance, la durabilité et l'économie.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✚ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à mettre dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- ✚ 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 déterminante pour le dimensionnement des structuraux
- ✚ Les sections des poteaux choisis au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portique
- ✚ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au sur dimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie
- ✚ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales
- ✚ Il y a lieu d'associer le facteur réalisation (chantier) dans la conception des ouvrages.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

BAEL91/99 : (Béton armé aux états limites)

RPA99: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)

CBA 93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).

DTR BC 2.2 : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).

DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

Autre documents consultés :

- ✓ Mémoires de fin d'étude
- ✓ Cahiers de cours béton du cursus

Logiciel utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version v14
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AUTO-CAD 2014

Annexe

Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

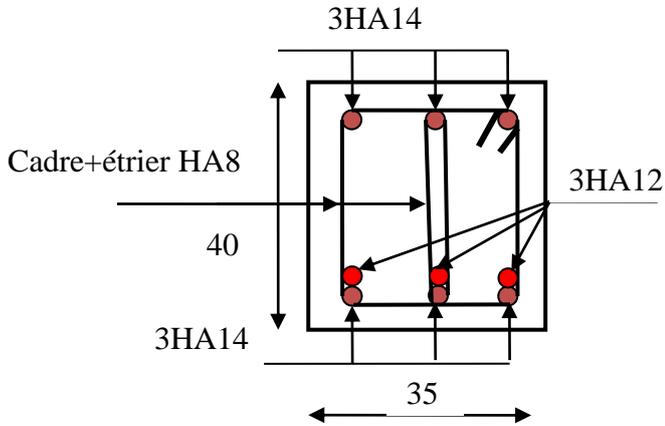
Annexe I

Tableau des Armatures (en cm²)

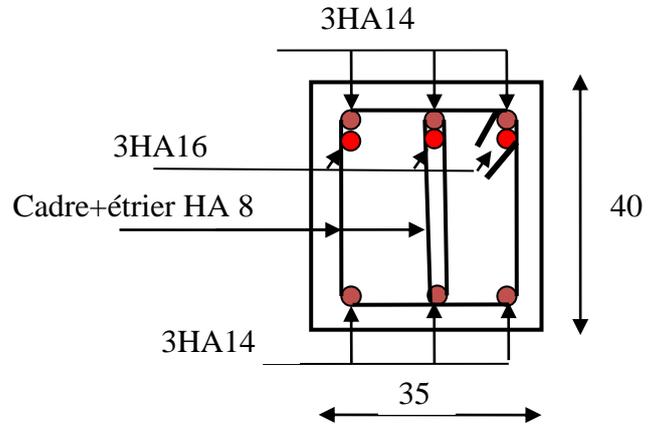
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe IV

➤ Ferrailage de la poutre secondaire du Entre sol

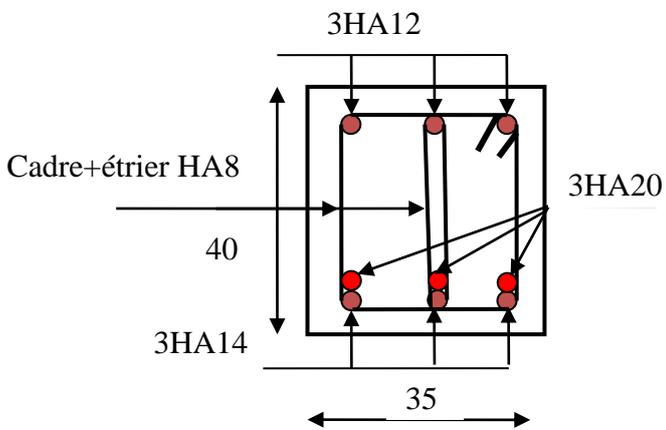


En travée

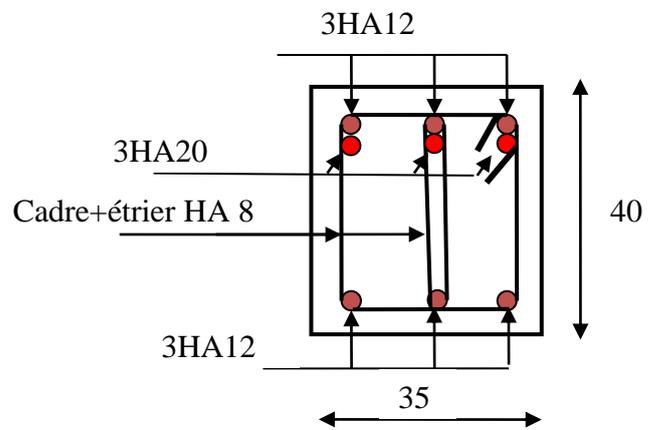


En appuis

➤ Ferrailage de la poutre principale du RDC

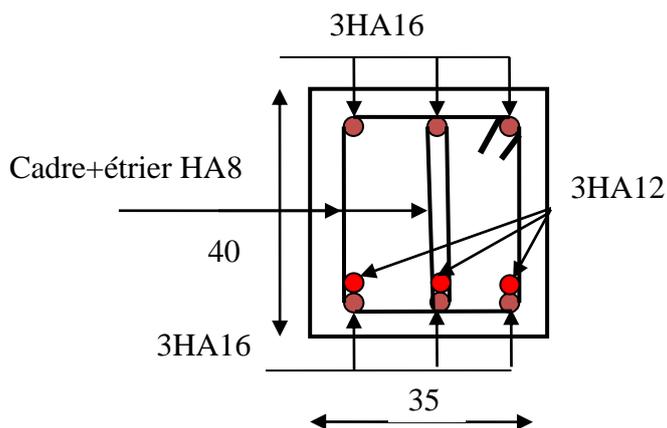


En travée

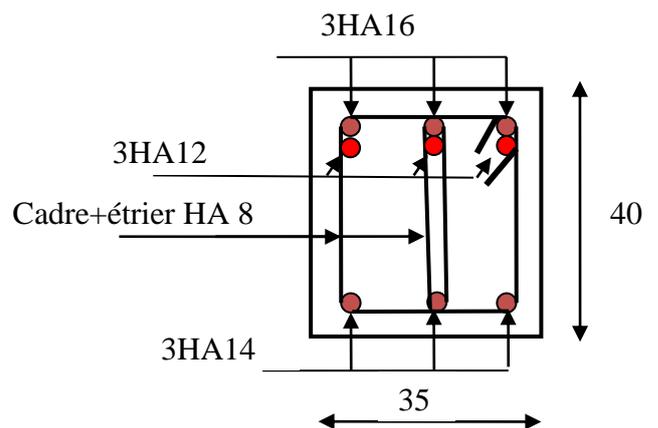


En appuis

➤ Ferrailage de la poutre secondaire du RDC



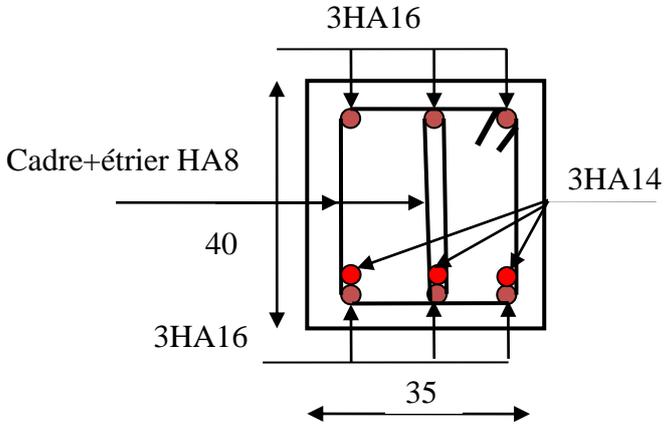
En travée



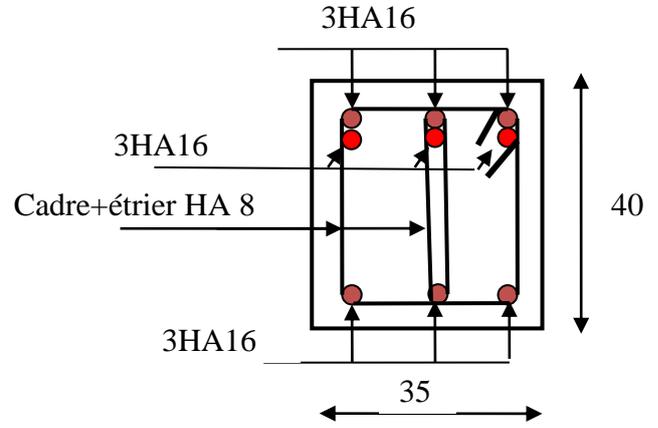
En appuis

Annexe V

➤ Ferrailage de la poutre principale du 1^{er} aux 7^{ème} étage

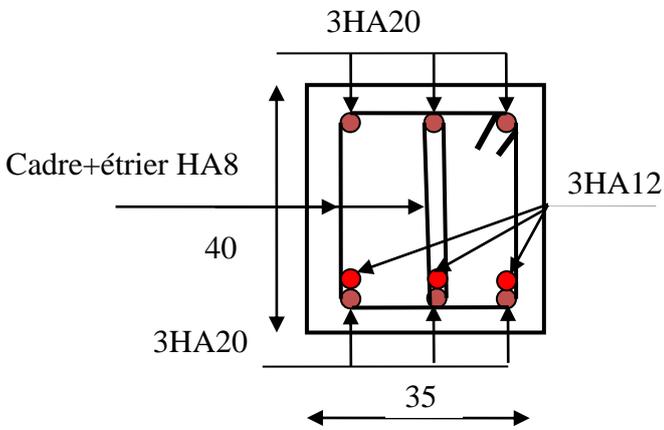


En travée

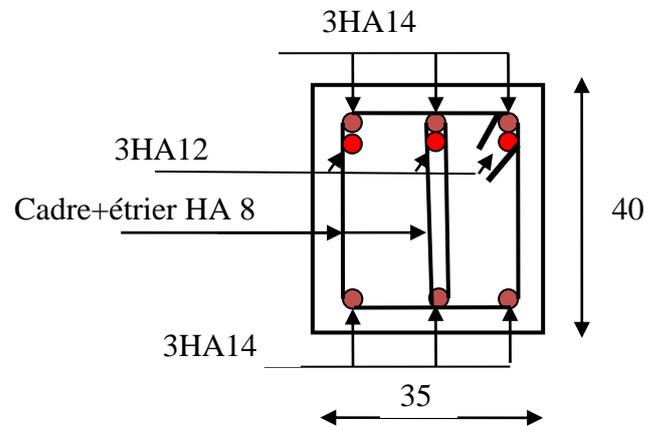


En appuis

➤ Ferrailage de la poutre secondaire du 1^{er} aux 7^{ème} étage

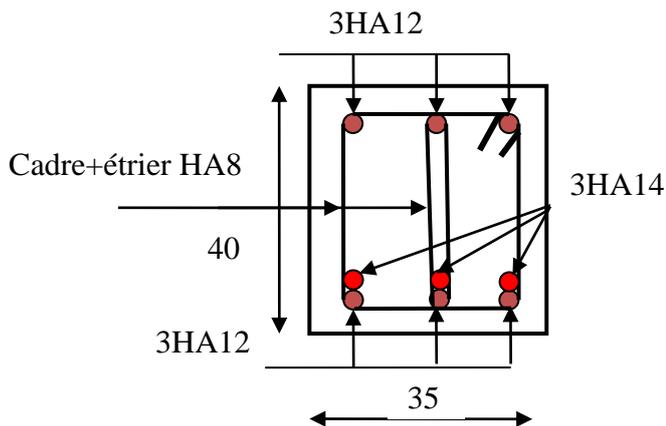


En travée

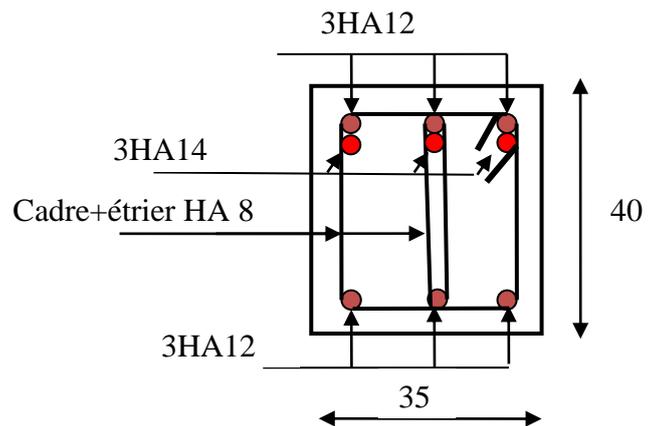


En appuis

➤ Ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible



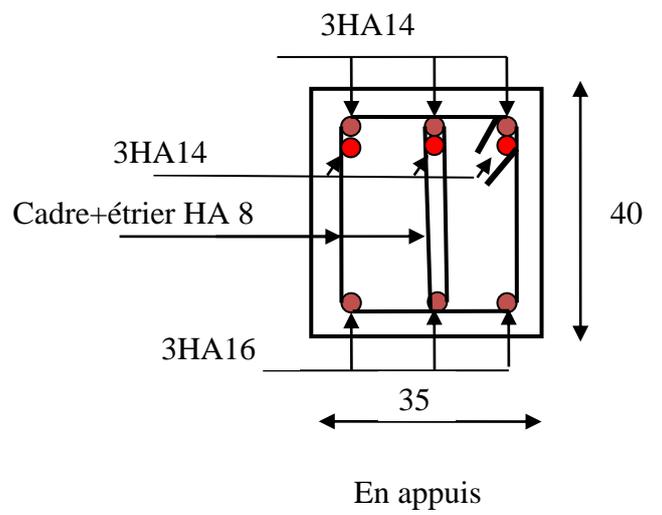
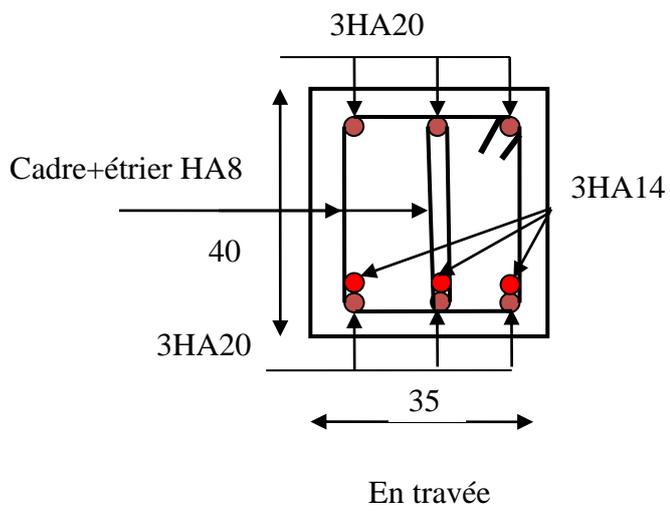
En travée



En appuis

Annexe VI

➤ Ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible



Les plans

- **Assiette N°01** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **5.00 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, dans tous les cas sous les remblais.
- **Assiette N°02** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau du terrain actuel, dans tous les cas sous les remblais.

2- Essais réalisés au laboratoire :

Vu la nature du sol récupéré des sondages carottés réalisés sur les deux assiettes de terrain, les échantillons prélevés, ont fait l'objet d'essais physiques et analyse chimique sommaire au laboratoire.

2.1) Essais physiques :

a) **Densité sèche, humide, teneur en eau et degré de saturation** : (Selon la Norme NF P 94-050 / NF P 94-053)

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Tableau N° 03 : Densité sèche, humide, teneur en eau et le degré de saturation.

Sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Densité sèche "γ _d " (t/m ³)	Densité humide "γ _h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
SC N°01	2.50/3.00	1.65	2.01	20.83	91
SC N°02	5.50/6.00	1.84	2.16	18.10	100

D'après les valeurs trouvées, lors des essais effectués sur les différents échantillons prélevés, on constate que le sol au-dessous des remblais est dense.

2.2) Analyses chimiques : (Selon la Norme NF P 18-011)

Les analyses chimiques effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°05 : Résultats chimiques (exprimés en % et en poids) :

Sondage	Profondeur	Sulfates SO ₄ ⁻	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl	Matières organiques
SC N°01	2.50/3.00	Traces	20.50	Traces	1.09
SC N°02	1.50/2.00	Traces	18.10	Traces	1.15

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une **agressivité nulle** du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.

VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages réalisés sur les deux assiettes réservées au projet « 90 logements LPA », à Sidi Ahmed, Béjaïa : On a constaté que le sol (sous la couche de remblais) est constitué essentiellement par des schistes légèrement marneux, friables en surface et compactes en profondeur.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité la coupe lithologique des sondages et les essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) réalisés sur site étudié ; Pour cela nous suggérons une contrainte du sol pour des fondations superficielles, sur les deux assiettes d'investigations :

- **Assiette N°01** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **5.00 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route limitrophe, dans tous les cas sous les remblais.
- **Assiette N°02** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau du terrain actuel, dans tous les cas sous les remblais.

D'après la classification des sites, établie dans l'article 3.3.1 du Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003, le sol est meuble (S3).

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Vu que le projet est situé au bord de la route, nous vous recommandons, lors de la réalisation des fondations, de procéder aux terrassements par palier successifs suivi par le confortement des parois des talus, surtout respecter les consignes relatives aux phases de terrassement émises par le BET.

Le sol du site est sensible au contact de l'eau, il perd de sa résistance (schistes marneux).

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'Ingénieur Chargé d'Etude


CHERAFT Riad
Ingénieur chargé d'Etude

Le Chef de Département Technique

Le Directeur

