

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur de et la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA de Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+2E-S) à usage d'habitation, bureau et parking contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^{lle}. ISSAADI Nadia
M^{lle}. MAKHLOUF Meriem

Encadré par :

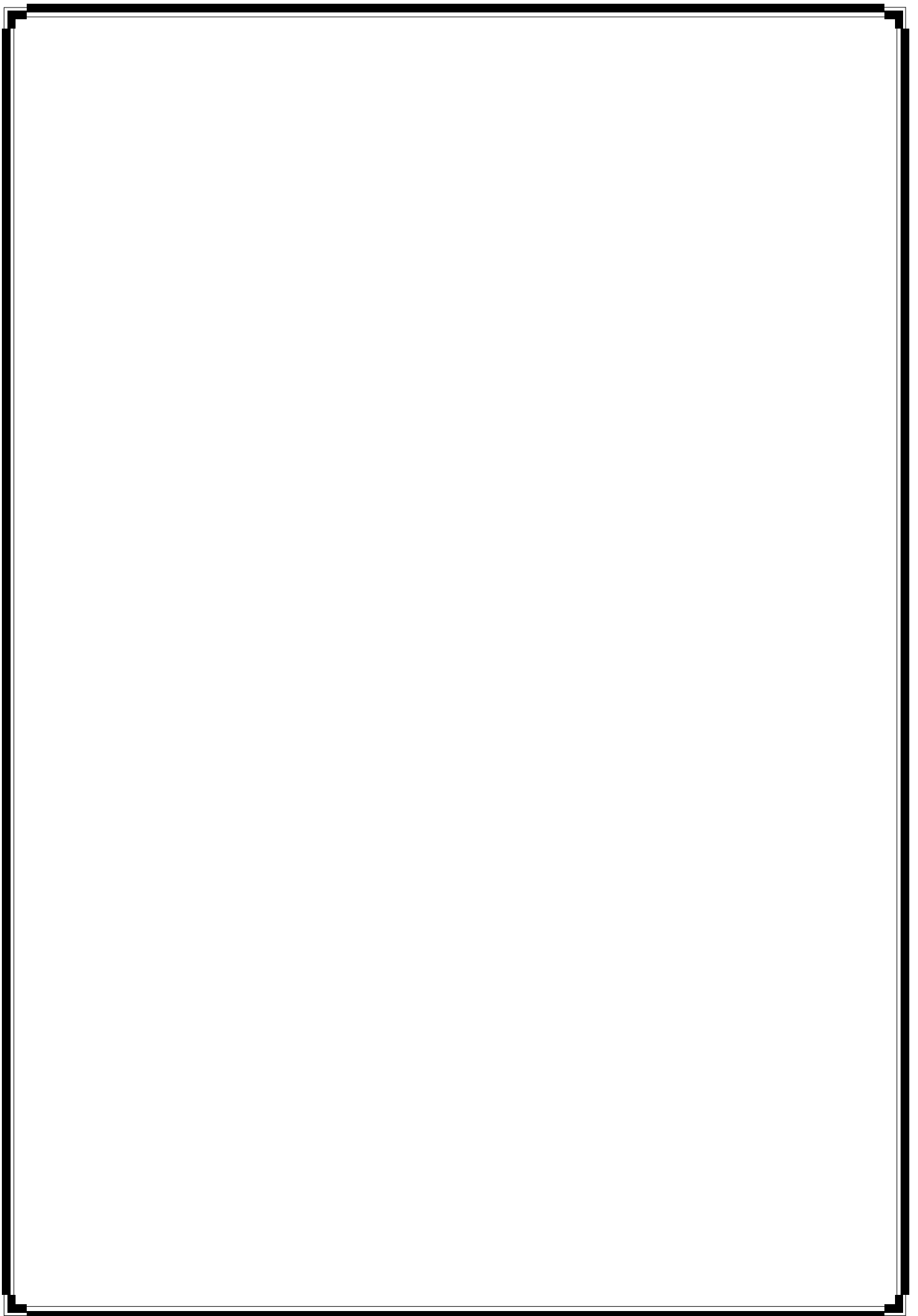
M^r BOUZEROURA.M

Members de Jury:

Présidente : M^{ME} BOUICHE

Examinatrice : M^{ME} MEZIANI. M

Promotion : 2015/2016



REMERCIEMENT

- *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur M^r **BOUZEROURA.M** pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet. On saisit également cette opportunité pour remercier les membres du bureau société d'architecture «Scpa le Seuil » et particulièrement **HOUARI Fares** a qui nous a beaucoup aider pour élaborer ce travail.*
- *Ainsi on exprime notre reconnaissance à tous les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail, de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail a :

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

A mon très cher père regretté que dieu l'accueil dans son vaste paradis et procure bonne santé et long vie a ma mère.

A celui et celle qui ma soutenue tout au long de ce projet

A mes frères et mes sœurs.

A tous mes amis et mes copine (taous ,nacera et lola ...)

A tous mes professeurs

A toute la promotion de génie civil 2015-1016

A toute la famille issaadi et bouaziz et tous Ceux qui contribué de prés ou de loin pour ce projet soit possible je vous dis merci

Nadia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A ma très chère sœur Lydia,

A mon très cher frère Toufik

A mon très chère oncle MOUSSASSEB Karim qui m'a toujours aidé ainsi qu'à mes chères tantes et tout le reste de ma famille

A mes meilleurs amis : Kiki, Kahina, Souhila, Samia, Chahinez, Mustafa,

A Paul qui a été toujours là pour moi

A mes cousine Assia, Chanez et Noria.

A toute la promo de MS 2015-2016 en particulier Amine, Soussou, et Tarek

Meriem

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I: Généralités	
I.1 Introduction	03
I.2 Présentation de l'ouvrage	03
I.3 Localisation du projet	03
I.4 Caractéristiques géométriques	03
I.5 Rapport géotechnique du sol	03
I.6 Définitions des éléments de l'ouvrage	04
I.7 Règlement et normes utilisés	04
I.8 Indication générale sur les règles de BAEL	05
I.9 Actions et sollicitations	08
I.10 Les matériaux de construction	10
I.11 Conclusion	16
Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.	17
II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires	17
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	28
II.4. Évaluation des charges et surcharges	32
II.5. La descente de charge	36
II.6. Vérification	41
II.7 Conclusion	44
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
III.1 Etude des planchers	46
III.2 Etude des dalles pleines	67
III.3 Etude des escaliers	77
III.4 Etude de l'ascenseur	93
III.5 Etude de l'acrotère	107
III.6 Conclusion	115
Chapitre IV: Etude dynamique	
IV.1 Introduction.	116
IV.2 Méthodes de calcul.	116
IV.3 Conclusion	131
Chapitre V: Etude des éléments principaux	
V.1 Introduction.	132
V.2 Etude des poutres	132
V.3 Etude des poteaux	142
V.4 Etude des voiles	156
V.5 Conclusion	165

Sommaire

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.	166
VI.2 Choix du type des fondations	166
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer	166
VI.4 Étude des fondations	166
VI.5 calcul des fondations superficielles à partir de l'essai préssiométrique	169
VI.6 calcul des fondations profondes à partir de l'essai préssiométrique	170
VI.7 calcul du radier	180
VI.7 Etude du Virole périphérique	192
Conclusion générale	197

Bibliographie.

Annexes.

Liste des tableaux

Tableau. I.1	<i>Donnés de l'ouvrage</i>	1
Tableau. II.1	<i>Les dimensions de la cage d'escalier du batiment</i>	27
Tableau. II.2	<i>Evaluation des charges sur le palier</i>	27
Tableau. II.3	<i>Evaluation des charges sur la volée</i>	28
Tableau. II.4	<i>Evaluation des charges de l'épaisseur de voile</i>	31
Tableau. II.5	<i>Evaluation des charges de corps creux (Logement et bureau)</i>	32
Tableau. II.6	<i>Evaluation des charges de corps creux (Terrasse inaccessible).</i>	33
Tableau. II.7	<i>Evaluation des charges de corps creux (Terrasse accessible)</i>	33
Tableau. II.8	<i>Evaluation des charges de corps creux (Parking).</i>	33
Tableau. II.9	<i>Evaluation des charges « G » des murs extérieurs</i>	34
Tableau. II.10	<i>Evaluation des charges Dalle pleine (Logement)</i>	34
Tableau. II.11	<i>Evaluation des charges Dalle pleine (Terrasse inaccessible)</i>	34
Tableau. II.12	<i>Evaluation des charges Dalle pleine (Terrasse accessible)</i>	35
Tableau. II.13	<i>Evaluation des charges Dalle pleine</i>	35
Tableau. II.14	<i>Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs</i>	35
Tableau. II.15	<i>Evaluation de la charge Dalle pleine</i>	36
Tableau. II.16	<i>Evaluation de la descente de charge poteau D3</i>	37
Tableau. II.17	<i>Vérification de la contrainte de compression du béton</i>	42
Tableau. III.1	<i>Classification des différents types de poutrelles</i>	46
Tableau. III.2	<i>Cas : N°01(Toutes les poutrelles sont chargé</i>	51
Tableau. III.3	<i>Cas : N°02(Toutes les poutrelles impaire sont Chargées et</i>	51
Tableau. III.4	<i>Cas : N°03(Toutes les poutrelles paire sont Chargées et Poutrelles</i>	52
Tableau. III.5	<i>Cas les plus défavorable ELU</i>	52
Tableau. III.6	<i>Cas : N°01</i>	53
Tableau. III.7	<i>Cas : N°02</i>	53
Tableau. III.8	<i>Cas : N°03</i>	54
Tableau. III.9	<i>Cas les plus défavorable ELS</i>	54
Tableau. III.10	<i>Évaluation des moments en travée sous j (just corps</i>	61
Tableau. III.11	<i>Évaluation des moments en travée sous j instantané sans cloison)</i>	62
Tableau. III.12	<i>Évaluation des moments en travée sous G différe avec cloison</i>	62
Tableau. III.13	<i>Détaille de ferrailage des poutrelles</i>	66
Tableau. III.14	<i>Ferrailage de dalle sur deux appuis</i>	69
Tableau. III.15	<i>Vérification de la contrainte dans le sens x-x-</i>	70
Tableau. III.16	<i>Vérification de la contrainte en travée dans le sens y-y</i>	71
Tableau. III.17	<i>Vérification des contraintes en appuis</i>	72
Tableau. III.18	<i>Tableau de vérification de la flèche selon x-x-</i>	73
Tableau. III.19	<i>Tableau de vérification de la flèche selon y-y</i>	73
Tableau. III.20	<i>Théorie de calcule des moments</i>	74
Tableau. III.21	<i>calcul des sollicitations</i>	75
Tableau. III.22	<i>calcul du ferrailage et Choix des armatures</i>	75
Tableau. III.23	<i>Vérification d'état limite de compression du béton</i>	76
Tableau. III.24	<i>Vérification de la flèche</i>	77
Tableau. III.25	<i>Tableau de ferrailage de l'escalier à trois volées en travée apuis</i>	80
Tableau. III.26	<i>Les résultats de calcul par la méthode de la RDM</i>	81
Tableau. III.27	<i>Evaluation de la flèche dans de l'escalier</i>	81

Liste des tableaux

Tableau. III.28	<i>ferraillage de la dalle de la dalle d'ascenseur</i>	95
Tableau.III.29	<i>Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur</i>	97
Tableau.III.30	<i>ferraillage de la dalle de la salle des machines</i>	101
Tableau.III.31	<i>Charge permanente revenant à l'acrotère</i>	108
Tableau.III.32	<i>Combinaisons d'action de l'acrotère</i>	109
Tableau. IV.1	<i>Modes et périodes de vibration et taux de participation massique</i>	123
Tableau. IV.2	<i>Vérification de la résultante des forces sismique .</i>	125
Tableau. IV.3	<i>Vérification de la résultante des forces sismique après majoration</i>	126
Tableau. IV.4	<i>Vérification sous charges verticales</i>	126
Tableau. IV.5	<i>Vérification sous charges horizontales (x-x)-</i>	127
Tableau. IV.6	<i>Vérification sous charges horizontales (Y-Y) .</i>	127
Tableau. IV.7	<i>Vérification de l'effort normale réduit</i>	128
Tableau. IV.8	<i>Vérification des déplacements Selon X-X-</i>	129
Tableau. IV.9	<i>Vérification des déplacements. Selon Y-Y .</i>	129
Tableau. IV.10	<i>Vérification de l'effet P-Δ (X-X)</i>	130
Tableau. IV.11	<i>Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y)-</i>	131
Tableau. V.1	<i>Ferraillage des poutres principales et secondaires</i>	136
Tableau. V.2	<i>Vérification des contraintes</i>	138
Tableau. V.3	<i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i>	138
Tableau. V.4	<i>État limite de compression du béton</i>	139
Tableau. V.5	<i>Vérification de la flèche pour les poutres</i>	139
Tableau. V.6	<i>Section de ferraillage des poutres</i>	140
Tableau. V.7	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les</i>	144
Tableau. V.8	<i>Sollicitations dans les poteaux</i>	145
Tableau. V.9	<i>Calcul des armatures longitudinales.</i>	147
Tableau. V.10	<i>Calcul des armatures transversales.</i>	148
Tableau. V.11	<i>Vérification du flambement pour les poteaux.</i>	150
Tableau. V.12	<i>Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux</i>	151
Tableau. V.13	<i>Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux</i>	152
Tableau. V.14	<i>Ferraillage des poteaux</i>	153
Tableau. V.15	<i>Les moments résistants dans les poteaux</i>	155
Tableau. V.16	<i>Les moments résistants dans les poutres</i>	155
Tableau. V.17	<i>Vérification des zones nodales</i>	156
Tableau. V.18	<i>Exemple de Sollicitations maximale dans le voile V_{x1}.</i>	161
Tableau. V.19	<i>Ferraillage de voile V_{x1}</i>	161
Tableau. V.20	<i>Ferraillage des voile V_{x2}</i>	162
Tableau. V.21	<i>Ferraillage des voiles V_{x4} et V_{x5}</i>	162
Tableau. V.22	<i>Ferraillage des voiles V_{y1} et V_{y3} V_{y4}</i>	163
Tableau. V.23	<i>Ferraillage de voils V_{y2}</i>	164
Tableau. VI.1	<i>les valeurs des pressions limites nettes</i>	170
Tableau. VI.2	<i>Les valeurs de K_n en fonction de la techniques de l'œuvre du pieu</i>	175
Tableau. VI.3	<i>Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire</i>	176
Tableau. VI.4	<i>les valeurs de résistance des différents diamètres des pieux de 10m</i>	178
Tableau. VI.5	<i>Nombres des pieux calculés</i>	178
Tableau. VI.6	<i>Ferraillage de radier</i>	186
Tableau. VI.7	<i>Vérification des contraintes</i>	187

Liste des tableaux

Tableau. VI.8	<i>Résultats du ferrailage</i>	189
Tableau. VI.9	<i>Vérification des contraintes</i>	190
Tableau. VI.10	<i>Vérification de l'effort tranchant</i>	190
Tableau. VI.11	<i>Section des armatures du voile périphérique.</i>	194

Liste Des Figures

Figure. I.1	<i>Diagramme des déformations limites(ELU)</i>	6
Figure. I.2	<i>Diagramme contraintes-déformation</i>	12
Figure. I.3	<i>Diagramme de contrainte-déformation</i>	15
Figure. II.1	<i>Plancher à corps creux.</i>	18
Figure. II.2	<i>Schéma de la disposition des poutrelles</i>	19
Figure. II.3	<i>Schéma d'une poutrelle</i>	20
Figure. II.4	<i>Schéma de l'acrotère</i>	21
Figure. II.5	<i>Schéma de l'escalier</i>	22
Figure. II.6	<i>Composantes d'un escalier</i>	22
Figure. II.7	<i>Type Escalier du RDC et entre sol</i>	23
Figure. II.8	<i>Type Escalier étages courants</i>	25
Figure. II.9	<i>Coupe de voile en élévation</i>	30
Figure. II.10	<i>Hauteur libre d'étage</i>	31
Figure. II.11	<i>Emplacement du poteau le plus sollicité D_3</i>	28
Figure.III.1	<i>Schéma statique des 3cas de la poutrelle type 2a</i>	50
Figure.III.2	<i>Diagramme des moments et efforts tranchants à L'ELU pour type 2a</i>	55
Figure.III.3	<i>Schéma de ferrailage des poutrelles</i>	66
Figure.III.4	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	67
Figure.III.5	<i>Schéma d'une dalle pleine sur 2appuis</i>	68
Figure.III.6	<i>Coupe A-A' détail de ferrailage</i>	73
Figure.III.7	<i>Schéma de ferrailage de la dalle</i>	73
Figure.III.8	<i>Dalle sur 3 appuis</i>	74
Figure.III.9	<i>schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis</i>	77
Figure.III.10	<i>schéma de différents types d'escaliers</i>	78
Figure.III.11	<i>Schémas statiques des charges sur l'escalier</i>	79
Figure.III.12	<i>Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier</i>	82
Figure.III.13	<i>Schéma statique de la poutre palière à L'ELU et à L'ELS</i>	85
Figure.III.14	<i>diagramme des sollicitations</i>	86
Figure.III.15	<i>Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU</i>	90
Figure.III.16	<i>Schéma de ferrailage de la poutre palière</i>	93
Figure.III.17	<i>Schéma d'un ascenseur mécanique</i>	94
Figure.III.18	<i>Cage de l'ascenseur</i>	94
Figure.III.19	<i>Schéma représentant la surface d'impact</i>	99
Figure.III.20	<i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur</i>	107
Figure.III.21	<i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie</i>	107
Figure.III.22	<i>Schéma statique de l'acrotère</i>	108
Figure.III.23	<i>Section à ferrailer</i>	111
Figure.III.24	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	115
Figure. IV.1	<i>Spectre de repense</i>	121
Figure. IV.2	<i>Disposition des voiles</i>	122
Figure. IV.3	<i>1^{er} mode (translation suivant YY)</i>	124
Figure. IV.4	<i>2^{ème} mode (translation suivant XX)</i>	124
Figure. IV.5	<i>3^{ème} mode (torsion autour de ZZ)</i>	125

Liste Des Figures

Figure. V.1	<i>Dispositions constructives des portiques</i>	134
Figure. V.2	<i>Zone nodale.</i>	143
Figure. V.3	<i>Section d'un poteau.</i>	151
Figure. V.4	<i>Les moments sur la zone nodale</i>	154
Figure. V.5	<i>Schéma de ferrailage du voile V_{x1}</i>	164
Figure. VI.1	<i>Semelle isolée</i>	167
Figure. VI.2	<i>Semelle filante</i>	168
Figure. VI.3	<i>Schéma de calcul de la pression limite nette</i>	169
Figure. VI.4	<i>L'enfoncement en fonction de la charge</i>	173
Figure. VI.5	<i>valeur de frottement latéral unitaire</i>	175
Figure. VI.6	<i>Schéma de ferrailage du pieu</i>	179
Figure. VI.7	<i>Schéma de Disposition des pieux sous le radier</i>	180
Figure. VI.8	<i>Schéma de Disposition des pieux sous le radier</i>	181
Figure. VI.9	<i>Présentation de la zone d'impact de la charge</i>	183
Figure. VI.10	<i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis</i>	184
Figure. VI.11	<i>Schéma de ferrailage du radier</i>	187
Figure. VI.12	<i>Sollicitation sur les nervures longitudinales</i>	188
Figure. VI.13	<i>Sollicitation sur les nervures</i>	189
Figure. VI.14	<i>Schéma de ferrailage</i>	191
Figure. VI.15	<i>Diagramme des contraintes</i>	193
Figure. VI.16	<i>Schéma de ferrailage du voile</i>	196

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).

ht : 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.

ple^* : Pression limite nette équivalente.

Q_I : Charge limite dans les pieux

A_p : Section droite de la pointe

Q_c : Charge de fluage dans les pieux

Q_e : Encastrement équivalent

Q_s : charge limite de frottement latéral

Q_{ad} : Capacité d'un pieu

Symboles et notation

Introduction

Le **génie civil** représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Les récents séismes qui ont secoué et provoqué d'importants dommages au Japon ou au Chili, montrent que la construction parasismique est indispensable dans les zones à risques. Elle est la meilleure prévention contre les risques sismiques puis qu'il n'y a pas de méthodes scientifique pour prédire le moment ou un séisme se produira avec certitude.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, celle-ci s'avère comme étant une région à forte activité sismique, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque études de projet de bâtiment a des butes :

- La sécurité (Le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage
- L'Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Le confort
- L'Esthétique

L'utilisation du béton armée (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie puisqu'il est moins chère que par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité (duré de vie)
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armée a usage d'habitation, parking et bureau, implanté dans une zone a moyenne sismicité, comportent deux entres sols et 8étages à Bejaia.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre représente le pré-dimensionnement des éléments structuraux telle que (les poteaux les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre représente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère les escaliers et les planchers)
- Le quatrième porteras sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propre de la structure lors des vibrations, cette études seras faite par l'analyse du modèle de la structure en 3Da l'aide de logiciel de calcul SAP2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur le résultat du logiciel SAP2000est présenté dans le chapitre cinq.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude de fondations suivie d'une conclusion générale.

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 sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude d'un bâtiment en **R+8+2 entres sol** à usage mixte (parking bureau et habitation). Il est implanté sur le site ALCOST (wilaya de Bejaïa) qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.3. Localisation du projet:

Le projet est implanté sur un site nommé ALCOST à Bejaïa.

I.4. Caractéristiques géométriques:

La structure a comme dimensions:

Tableau I.1 Données de l'ouvrage

Hauteur total du l'ouvrage	37.06
Hauteur du RDC	3.74
Hauteur du 1 ^{er} entre sol	3.06
Hauteur du 2eme entre sol	3.06
Hauteur d'étage	3.40
La longueur de l'ouvrage(L_X)	25.55
La largeur de l'ouvrage(L_Y)	18.45

I.5. Rapport géotechnique du sol:

- Tout repose sur une couche de limon sableux graveleux qui surmonte une couche d'argile marneuse grisâtre.
- Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des voiles ou des murs de soutènements sont donnée dans le rapport de sol. (**Annexe 4**)

I.6. Définitions des éléments de l'ouvrage:

I.6.1. Ossature:

Le contreventement de la structure est assurée par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portiques- voiles) pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.6.2. Les planchers:

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux et les balcons, la dalle de l'ascenseur, les paliers d'escalier et les loggias seront réalisés en dalle pleine.

I.6.3. La maçonnerie:

Elle est réalisée en briques creuses comme suit:

- Les murs extérieurs: ils seront réalisés en brique creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm.
- Les murs intérieurs: ils sont en simple parois réalisés en brique d'épaisseur 10cm

I.6.4. La terrasse:

Dans notre projet on a une terrasse accessible et inaccessible.

I.6.5. L'ascenseur:

C'est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objets sur les différents niveaux d'un bâtiment.

I.6.6. Infrastructure:

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

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.7. Règlement et normes utilisés :

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

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).

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

I.8. Indication générale sur les règles de BAEL:

I.8.1. Définition de l'état limite:

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

I.8.1.1. État limite ultime (ELU):

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

a. Hypothèse de calcul à l'ELU:

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes avant et après déformation (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

b. Règles des trois pivots:

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. 1.1). On distingue trois domaines :

- **Dans le domaine 1:** pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 2:** pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 3:** pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

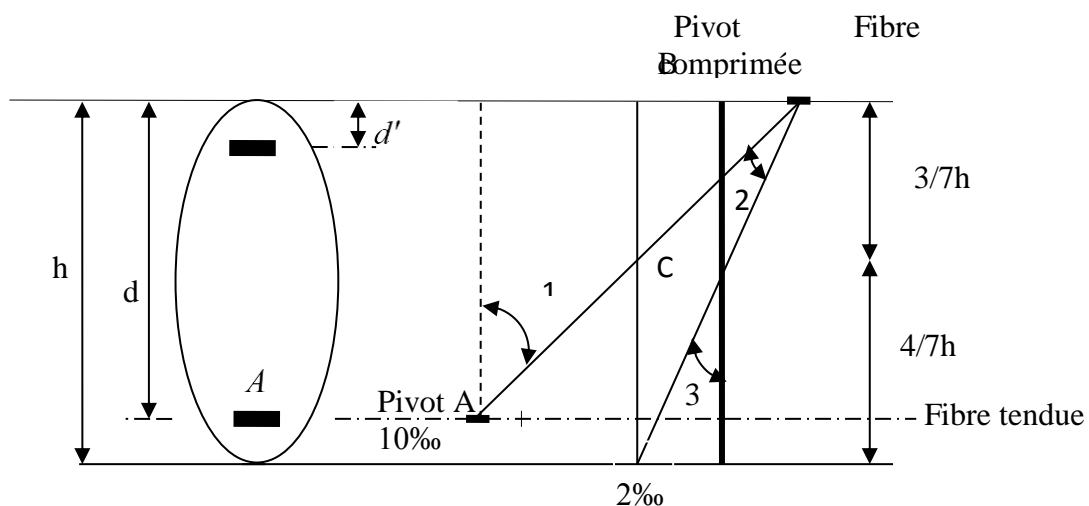


Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

I.8.1.2. État limite de service (ELS):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà de du quelle la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour le quelle elle a été conçu .On distingue :

- État limite de service d'ouverture des fissures.
- État limite de service de déformation.
- État limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

a. Hypothèse de calcul à l'ELS:

- Conservation des sections planes (les sections droite plane restent plane après déformation).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.8.2.Principe d'application des règles BAEL:

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

I.9.Actions et sollicitations:

I.9.1.Définition des actions:

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc des charges :

- permanentes,
- d'exploitations,
- climatiques.

On distingue :

I.9.1.1.Actions permanentes(G):

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.9.1.2.Actions variables(Q):

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.9.1.3.Actions accidentelles(FA):

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.9.2.Les sollicitations:

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

I.9.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU:

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Où:

$$\gamma_{Q_1} = 1.5 \text{ en général.}$$

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

I.9.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS:

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.9.2.3. Sollicitations accidentelles:

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.9.3. Les combinaisons d'action:

(Article V.5.2) [4]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.10. Les matériaux de construction:

I.10.1. Béton:

I.10.1.1. Définition:

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.10.1.2. Caractéristiques du béton:

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}.$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Avec $f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$ (Art A.1.2.1.2) [2]

Pour notre cas

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{Donc} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

c. Contrainte limite à l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4}) [1]$$

Avec:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec:

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.

$\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1\text{h}$.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

d. Contrainte limite à l'ELS:

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par

la relation suivante : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ (Art A.4.5.2) [2]

e. Diagramme des contraintes-déformations:

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

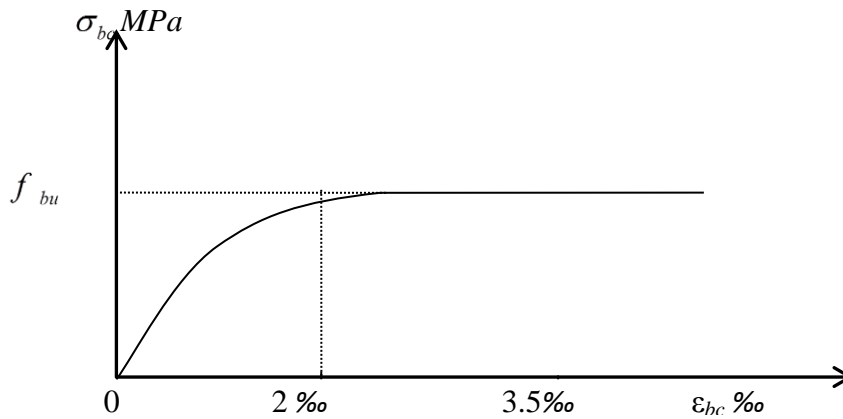


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & f_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b \end{cases}$$

f. 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 :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.2.1})[2]$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a : (Art A.2.1.2.2) [2]

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

g. Module de déformation transversale:

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1+\nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

h. Coefficient de poisson:

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient

$a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad (\text{Art A.2.1.3})[2]$$

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton:

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.50 \text{ Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.10.2.L'acier:

I.10.2.1.Définition:

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

I.10.2.2.Différents type d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (RL):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, nous utiliserons la nuance FeE235 et les diamètres les plus utilisés sont 6 mm ainsi que les trilles soudés.

- $f_e = 235 \text{ MPa}$. (contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 410 \text{ à } 490 \text{ MPa}$. (contrainte à la limite de rupture).

b. Les aciers à haute adhérence(HR):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

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

c. Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50 ($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

I.10.2.3. Diagramme des contraintes-déformations:

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

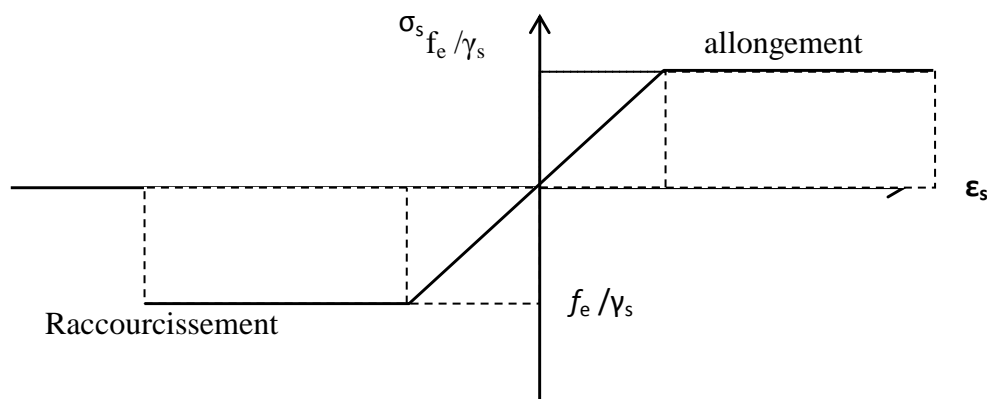


Figure I.3 Diagramme de contrainte-déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$$\left[\begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

I.10.2.4. Contrainte limite des aciers:

État limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

État limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

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

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

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.11. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

II.1.Introduction

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

- Sollicitations verticales: dues aux charges permanentes, surcharges sur les planchers.
- Sollicitations horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure est conforme à la réglementation en vigueur.

Les dimensions des différents éléments déjà adoptés ne sont pas définitives, ils peuvent être optimisés après vérifications dans la phase dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 les planchers

A. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de **BAEL** ($Q < \min(2G, 5\text{Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

B. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2}) [2]$$

Avec:

L : la portée maximale entre nus d'une poutrelle.

$$L = 470 - 30 = 440 \text{ cm.}$$

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{440}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression.} \end{cases}$$

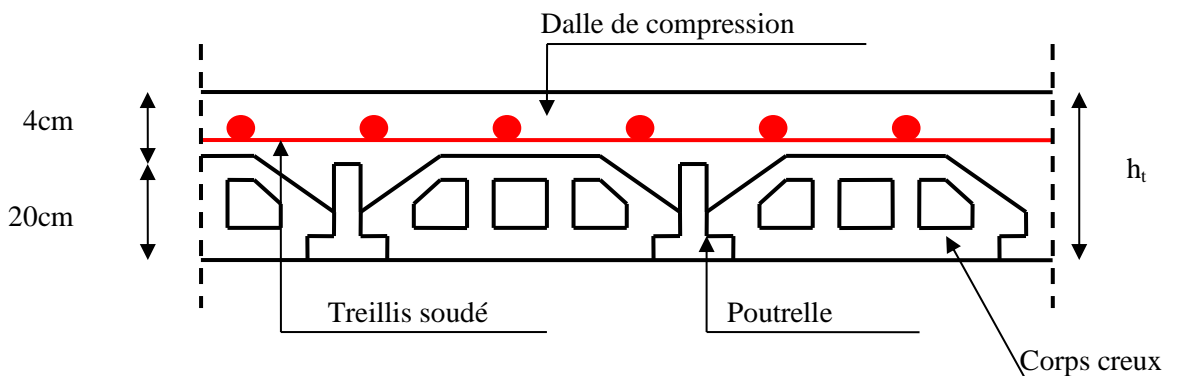


Fig. II.1. Plancher à corps creux.

C. dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Elles sont pré dimensionnement:

a. A la résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 14 \text{ cm}$

b. A l'isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$

c. A la résistance à la flexion :

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

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

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

$$L_x = 1.45m$$

$$\frac{145}{35} \leq e \leq \frac{145}{30}$$

$$4.14 \leq e \leq 4.83$$

$e = 6\text{cm}$

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

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

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

$$3 \leq e \leq 3.75$$

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

$L_x = 1.50\text{ m}$

$e = 6\text{cm}$

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

II.2.2 Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

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

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3). :

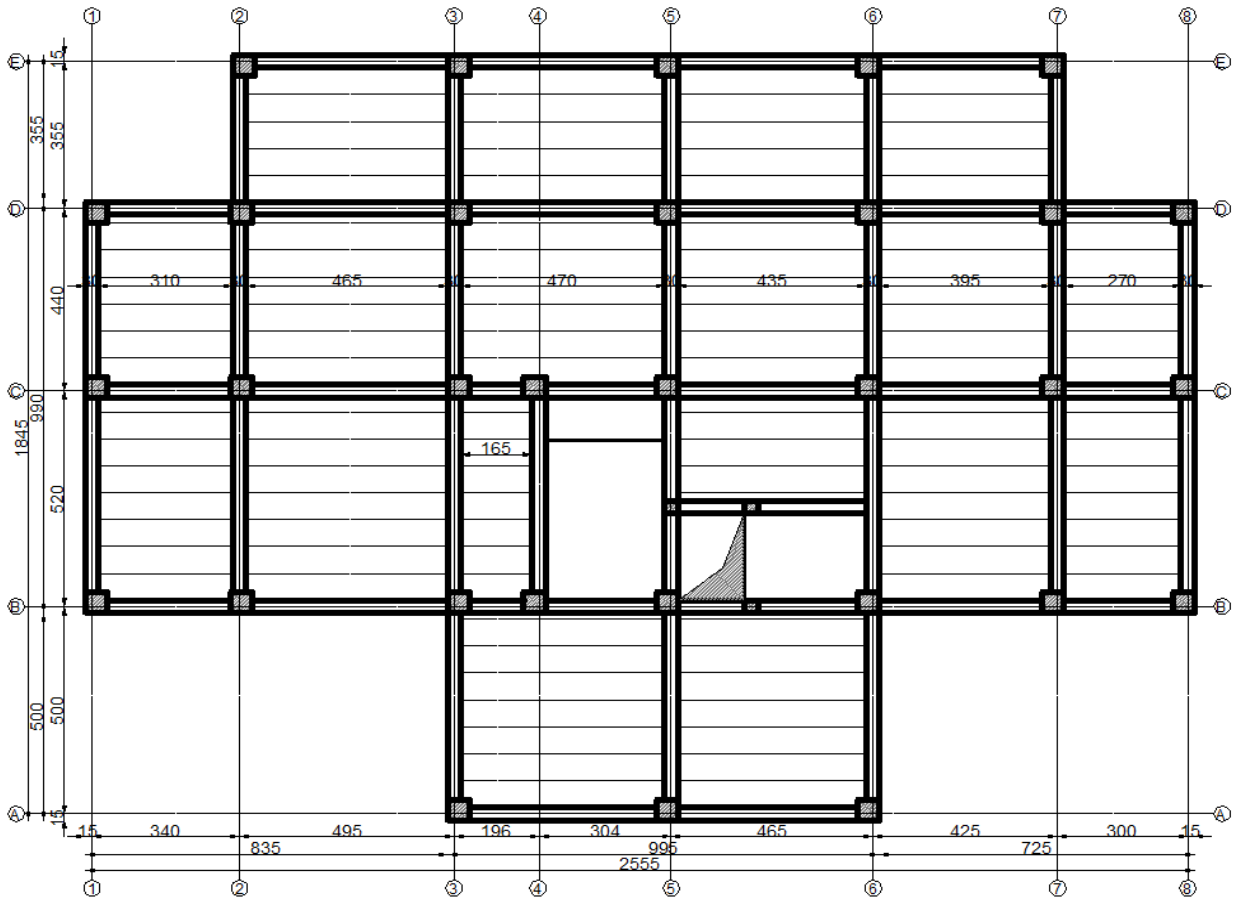


Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 24 \text{ cm} \\ b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.8 \text{ à } 1.2) \end{array} \right.$$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

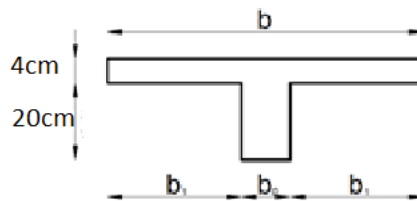


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

Avec :

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$)

l_y : Longueur de la travée minimale d'une poutrelle ($l_y = 325 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10} \right)$$

On adopte $b_1 = 27 \text{ cm}$

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

$$b = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2}, \frac{270}{10} \right]$$

II.2.3.Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré à sa base, et réalisé en béton armé. On a pour toutes les type de terrasse $H=60 \text{ cm}$.

Les dimensions de l'acrotère sont indiquées sur la figure ci-dessous :

La surface :

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.2 \times 0.05 + 0.005 \times 0.1 + (0.05 \times 0.1/2) = 0.0775 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0775 \text{ m}^2$$

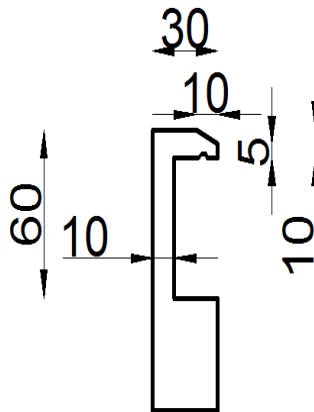


Figure 1: II.4.shéma de l'acrotère

Charges permanentes (pour 1 ml) :

- Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0775 \times 1$$

$$G = 1.93 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e \times Per \times 1$$

Avec

$$Per = 1.66 \text{ m}$$

$$G = 20 \times 0.04 \times 1.66 \times 1 = 1.328 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.93 + 1.328 = 3.26 \text{ N/ml}$$

La surcharge d'exploitation :

$$G = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour la terrasse on prend $H=60\text{cm}$.

II.2.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le Passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue un issu des secours important en cas d'incendie. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

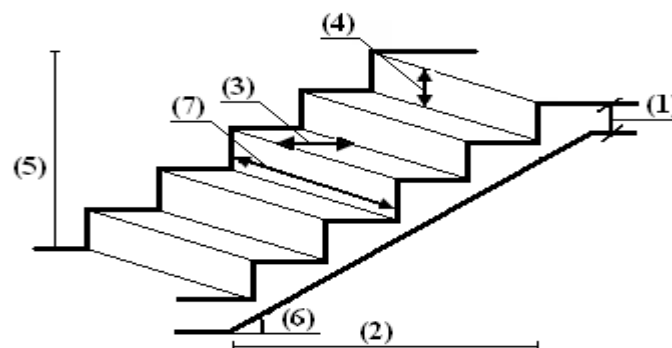


Fig. II.5 : Schéma de l'escalier

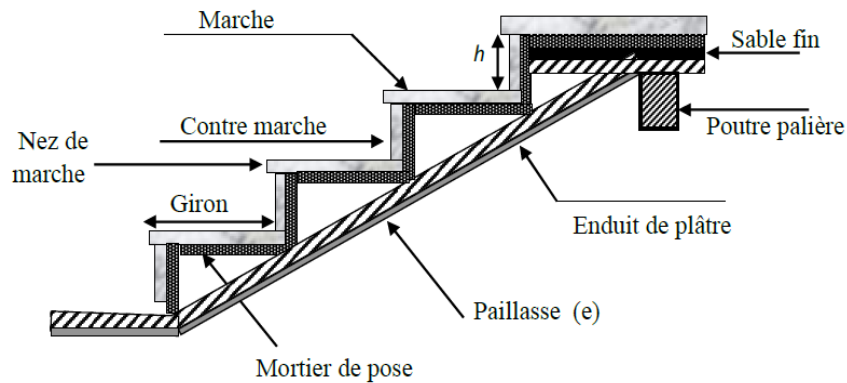


Fig. II.6 : Composantes d'un escalier

c.3).Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

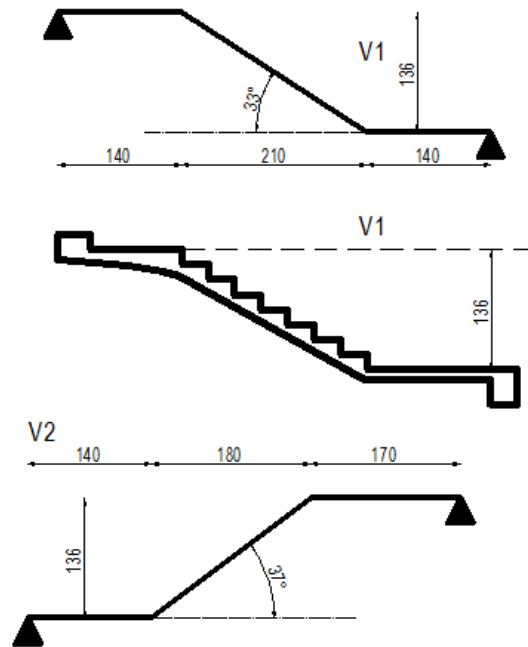
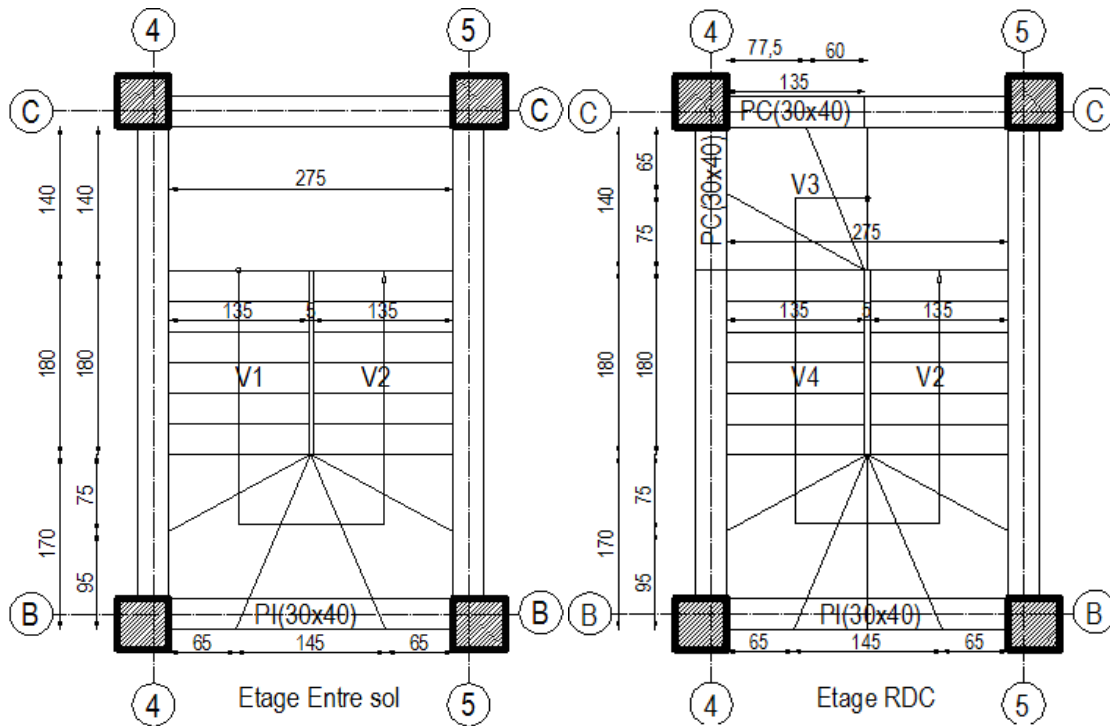


Fig. II.7. Type Escalier du RDC et entre sol.

- Etude de la volée 1 :

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

$$L = 1.40 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} + 1.40 = 5.30m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{530}{30} \leq e \leq \frac{530}{20} \Rightarrow 17.66cm \leq e \leq 26.5cm$$

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

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

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

On a : $L_0 = 210\text{ cm}$; $H = 136\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} \Rightarrow g = 30\text{ m}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} \Rightarrow h = 17\text{ cm}.$$

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

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

- **Etude de la volée 2 :**

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

$$L = 1.40 + \sqrt{1.80^2 + 1.36^2} + 1.70 = 5.35\text{ m}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{535}{30} \leq e \leq \frac{535}{20} \Rightarrow 17.83\text{ cm} \leq e \leq 26.75\text{ cm} \\ e \geq 11\text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

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

On a : $L_0 = 210\text{ cm}$; $H = 136\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 180)n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 7$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} \Rightarrow g = 30m.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

Type 3: Escalier étages courants:

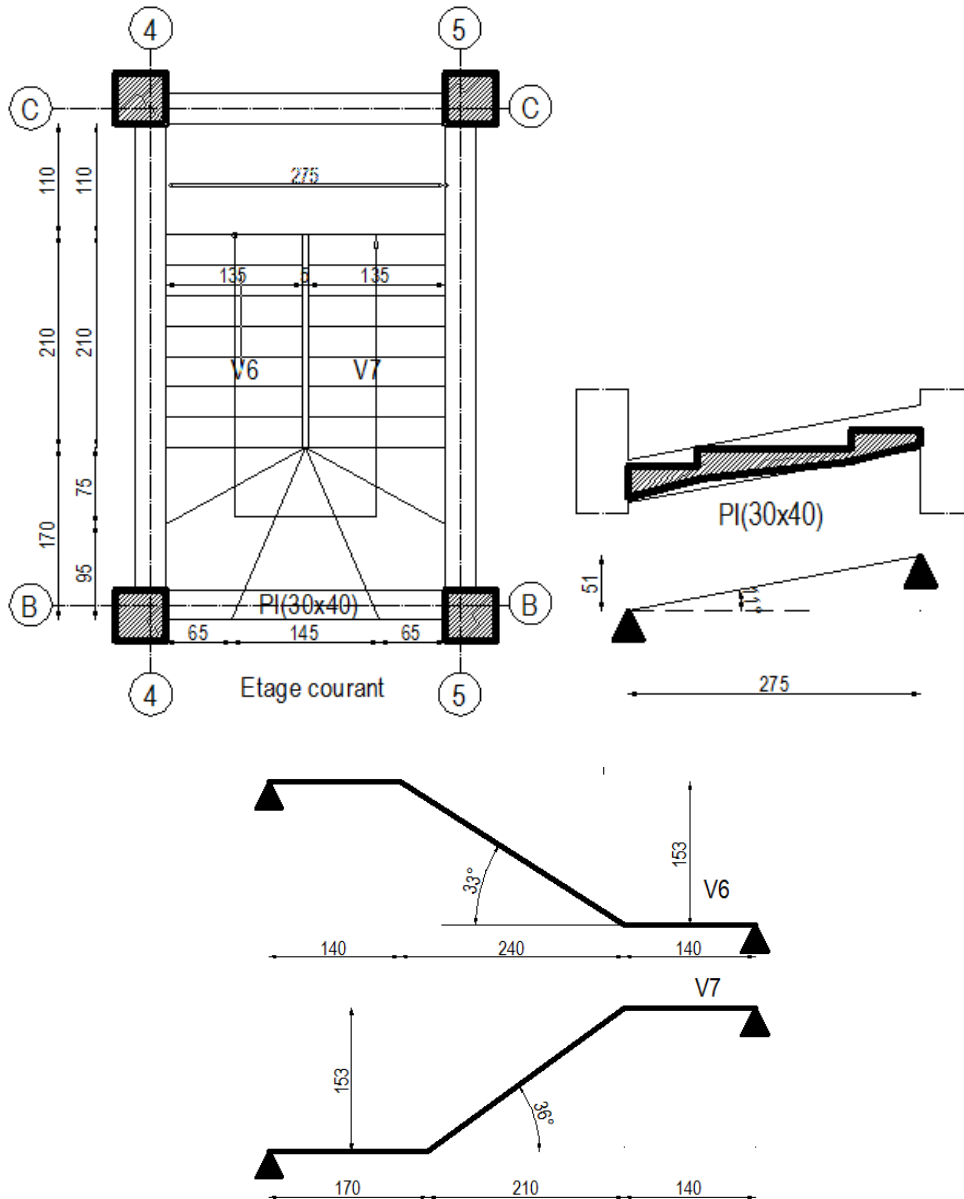


Fig. II.8.Type Escalier étages courants

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = 1.40 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.40 = 5.64m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{564}{30} \leq e \leq \frac{564}{20} \Rightarrow 18.8cm \leq e \leq 28.2cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

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

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

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

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):**

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

- **Epaisseur de la paille :**

- **Etude de la volée 7 :**

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

$$L = 1.70 + \sqrt{2.10^2 + 1.53^2} + 1.40 = 5.69m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{569}{30} \leq e \leq \frac{569}{20} \Rightarrow 18.96cm \leq e \leq 28.45cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

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

On a : $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 210)n + 2 \times 153 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{8} = 30 \Rightarrow g = 26.25m.$$

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 26.25cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	Volées	L_p	L_0	L'_p	L_v	H	L	α	n	h [cm]	g [cm]	e [cm]
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]				
RDC et entre sol	1	1.40	2.10	1.4	2.5	1.36	5.3	33	8	17	30	18
	2	1.40	1.80	1.70	2.25	1.36	5.35	37	7	19.4	30	18
	3											
étages courants	6	1.4	2.40	1.4	2.84	1.53	5.64	33	9	17	30	18
	7	1.7	2.10	1.4	2.59	1.53	5.69	36	9	17	26.2	18

Évaluation des charges et surcharge:

Tableau II.2 Evaluation des charges sur le palier.

Matériaux	Epaisseur	densité	G
	[m]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1- Carrelage	0.2	22	0.44
2-Mortier de pose	0.2	20	0.40
4-palier	0.18	25	4.5
5-Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
			G=5.62
			Q=2.5

Tableau II.3 Evaluation des charges sur la volée

MATERIAUX		Épaisseur	densité	POIDS	G	Q	J
		[m]	[KN/m ³]	[KN/M ²]	[KN/M]	[KN/M]	[KN/M]
1-Carrelage horizontale		0.02	22	0.40	/	/	/
2-Mortier de pose		0.02	20	0.40	/	/	/
3-carrelage verticale		0,02	22	0,25			
4-Marche		0.17	22	1.87	/	/	/
5-Enduit plâtre		0.015	18	0.32	/	/	/
6-Gardes corps		/	/	1	/	/	/
7-paillasse	Type1	0.18/cos33	25	5.18	9.42	2.5	7.05
		0.18/cos37	25	5.38	9.62	2.5	7.25
	Type2	0.18/cos33	25	5.18	9.42	2.5	7.05
		0.18/cos36	25	5.32	9.56	2.5	7.19
	Type3	0.18/cos33	25	5.18	9.42	2.5	7.05
		0.18/cos36	25	5.32	9.56	2.5	7.19

II.3.Pré dimensionnement des éléments principaux:

II.3.1. poutres:

II.3.1.1.Poutre secondaire:

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

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

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

$$L_{\max} = 440\text{cm} \rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4.00$

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$\mathbf{b \times h = 30 \times 35}$$

II.3.1.2. Les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

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

$$L_{\max} = 490\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 32.66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}.$$

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

- **Vérifications :**

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4.00$

Sachant que: b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$(2) \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h/b = 40/35 = 1.14 < 4$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$\mathbf{b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2}$$

II.3.2. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$(1).
- $e \geq h_e / 20$(2).
- $L \geq 4 e$(3).

(Art 7.7.1) [4]

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{300.}{20}; 15 \text{ cm} \right]$$

On adopte $e=15 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow$ on prend $L=80 \text{ cm}$

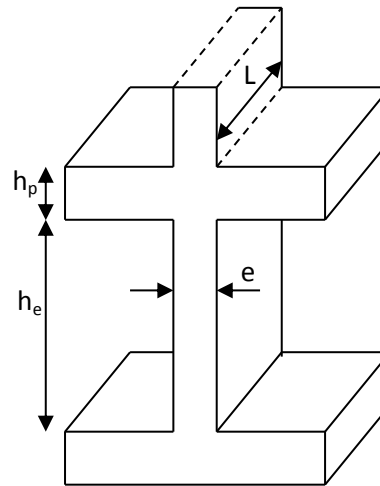


Figure II.9. Coupe de voile en élévation

Tableau II.4 Evaluation des épaisseurs des voiles :

Type d'étage	He [cm]	e>max [he/20,15cm]
etage courant	340-40=300	e>max [15,15] e=15cm
RDC	374-40=334	e>max [16.7, 15], e =18cm
entresol1	306-40=266	e>max [13, 3.15], e=15cm
entresol2	306-40=266	e>max [13, 3.15], e=15cm

II.3.3.poteaux:

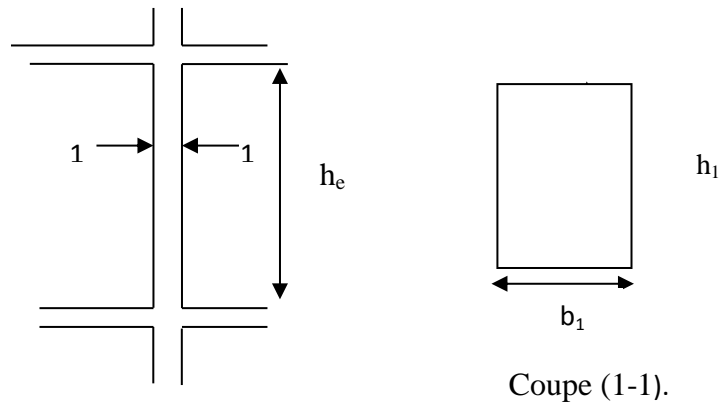
Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}.$$

$$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$$



Coupe (1-1).

Figure II.10. Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.06\text{m}$ Pour les 2 entre sols. $h_e = 3.74\text{m}$ pour la hauteur du RDC.

$h_e = 3.4\text{m}$ Pour l'étage courant.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- 1^{er}, 2^{ème} entre sol : poteaux **(50,50) cm²**.

Tableau II.6 Evaluation des charges de plancher à corps creux (Terrasse inaccessible)

Corps creux (Terrasse inaccessible)			
Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1 Gravillion de protection	4	20	0,8
2 Etencheité multicouche	2	6	0,12
3 Forme de pente	6,5	22	0,36
4 Isolation thermique		18	1,43
5 Plancher a corps creux	20+4		3,2
6 Enduit en platre	10	14	0,28
G (total) [KN/m²]			6,19

Tableau II.7 Evaluation des charges de plancher à corps creux (Terrasse accessible)

Corps creux (Terrasse accessible)			
Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1 Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2 Mortier de pose	2	20	0,4
3 Etencheité multicouche	2	6	0,12
4 Forme de pente	6,5	22	0,36
5 Isolation thermique		18	1,43
6 Plancher a corps creux	20+4		3,2
7 Enduit en platre	10	14	0,28
G (total) [KN/m²]			6,23

Tableau II.8 Evaluation des charges de plancher à corps creux (Parking)

Corps creux (Parking)			
Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1 Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2 Mortier de pose	2	20	0,4
3 Lit de sable	2	18	0,36
4 Plancher à corps creux	20+4		3,2
5 Enduit de ciment	2	20	0,4
G (total) [KN/m²]			4,8

Tableau II.9 Evaluation des charges de plancher sous « G » des murs extérieurs

Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs			
Désignation	Epaisseur	Poids Volumique	Poids
	[cm]	[KN/m ³]	G _i [KN/m ²]
1 Enduit en ciment (ext)	2	20	0,4
2 Brique creuse	15		1,35
3 L'ame d'air	5		0
4 Brique creuse	10		0,9
5 Enduit de platre (Int)	2	14	0,28

Tableau II.10 Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine (Logement)

Dalle pleine (Logement)			
Désignation	Epaisseur	Poids Volumique	Poids G _i
	[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1 Revêtement carrelage	2	22	0,8
2 mortier de pose	2	20	0,12
3 lit de sable	2	18	0,36
4 Dalle pleine	14	25	3,5
5 Enduit en platre	2	14	0,28
6 Cloison de distribution	10	10	1
G (total) [KN/m²]			6,06

Tableau II.11 Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine (Terrasse inaccessible)

Dalle Pleine (Terrasse inaccessible)			
Désignation	Epaisseur	Poid Volumique	Poids G _i
	[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1 Gravillion de protection	4	20	0,8
2 Etoncheité multie couche	2	6	0,12
3 Forme de pente	6,5	22	0,36
4 Isolation thermique		18	1,43
5 Dalle pleine	14	25	3,5
6 Enduit en platre	10	14	0,28
G (total) [KN/m²]			6,49

Tableau II.12 Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine (Terrasse accessible)

Dalle Pleine (Terrasse accessible)			
Désignation	Epaisseur	Poids Volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m³]	[KN/m²]
1 Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2 Mortier de pose	2	20	0,4
3 Etoncheité multie couche	2	6	0,12
4 forme de pente	6,5	22	0,36
5 isolation thermique		18	1,43
6 dalle pleine	14	25	3,5
7 Enduit en plâtre	10	14	0,28
G (total) [KN/m²]			6,53

Tableau II.13 Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine (Parking)

Dalle pleine (Parking)			
Désignation	Epaisseur	Poids Volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m³]	[KN/m²]
1 Revetement carrelage	2	22	0,8
2 mortier de pose	2	20	0,12
3 lit de sable	2	18	0,36
4 dalle pleine	14	25	3,5
5 Enduit de ciment	2	20	0,4
G (total) [KN/m²]			5,18

Tableau II.14 Evaluation de la charge de plancher sous « G » des murs intérieurs

Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs			
Désignation	Epaisseur	Poids Volumique	Poids G_i
	[cm]	[KN/m³]	[KN/m²]
1 Enduit de plâtre	2	14	0,28
2 Brique creuse	10		0,9
3 Enduit de plâtre	2	14	0,28
G (total) [KN/m²]			1,46

Tableau II.15 Evaluation de la charge de plancher à Dalle pleine (Logement)

Dalle pleine (Logement)				
	Désignation	Epaisseur	pois volumique	Poids G_i
		[cm]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	2	22	0
2	mortier de pose	2	20	0,4
3	lit de sable	2	18	0
4	Dalle pleine	14	25	3,5
5	Enduit en ciment	2	18	0
6	Cloison de distribution	10	10	0
			G (total) [KN/m²]	3,9

II.5.La descente de charge:

La descente de charges est le chemin suivis par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité D_3 .

- **La loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n > 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

II.5.1.exemple de poteaux choisis pour la descente de charges:

D3 :



Figure II.11. Emplacement du poteau le plus sollicité D₃

II.5.1.1.Poteau D3

Tableau II.16 Evaluation de la descente de charge du poteau D₃

	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m]	Surface [m ²]	α
N1(Terrasse)		0,3	0,3	3,4	25	7,65	1	17,18	1
	Poutres	b	h	l					
	Ps	0,3	0,35	4,7	25	6,17			
	Ps	0,3	0,35	4,65	25	6,10			
	PP	0,3	0,4	3,25	25	4,88			
	PP	0,3	0,4	4,1	25	6,15			
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]						
		3,25	4,7	6,19	24,90				
		4,7	4,1	6,19	31,41				
		4,65	3,25	6,19	24,63				
		4,1	4,65	6,19	31,08				
	Acrotère	Lx [m]							
		3,975		1,93	7,67				
	Mur extérieur	3,675		3	2,93	32,3			
					Ni	182,94	17,18		

					[KN]				
N2 (8 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,3	0,3	3,4	25	7,65			
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	4,7	25	6,17			
		0,3	0,35	4,65	25	6,10			
		0,3	0,4	3,25	25	4,88			
		0,3	0,4	4,1	25	6,15			
		0,335	0,3	4,5	25	5,65			
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]			1	2,33		
	lg	3,25	4,7	6.01				22.95	
lg	4,7	4,1	6.01		28.95				
dalle pleine + crépissage	3,01	0,775	3,9		9,1				
				Ni [KN]	280.54	32,47			

N3 (7 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,3	0,4	3,4	25	10,2			
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	3,15	25	4,13			
		0,3	0,35	3,9	25	5,12			
		0,3	0,4	4,6	25	6,9			
		0,3	0,4	4,6	25	6,9			
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]			1,5	16,56	0,95	
		3,2	4,6	6.01					22.12
		4,6	4	6.01					27.65
	4,6	4	6.56		30.18				
	4,6	3,2	6.56		24.14				
				Ni [KN]	417.87	56,07			

N4 (6 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,35	0,4	3,4	25	11,9			
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	3,15	25	4,13	1,5	16,15	0,9
		0,3	0,35	3,9	25	5,12			
		0,3	0,4	4,6	25	6,9			
	0,3	0,4	4,6	25	6,9				

	Plancher	Lx [m]	Ly [m]						
		4,55	3,95	6.01	27.00				
		4,55	3,15	6.01	21.53				
		4,55	3,95	6.01	27.00				
		4,55	3,15	6.01	21.53				
				Ni [KN]	549.90	77,87			

N5 (5 ^{ème})	Poteau	b(m)	h (m)	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α			
		0,4	0,4	3,4	25	13,6						
	Poutres	b	h	l								
		0,3	0,35	3,05	25	4,00				1,5	16,06	0,85
		0,3	0,35	3,9	25	5,12						
		0,3	0,4	4,5	25	6,75						
		0,3	0,4	4,55	25	6,83						
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]									
		4,5	3,95	6.01	26.71							
		4,55	3,95	6.01	27.00							
		4,5	3,15	6.01	21.30							
	4,55	3,15	6.01	21.53								
				Ni (KN)	682.74	98,35						

N6 (4 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α			
		0,4	0,45	3,4	25	15,3						
	Poutres	b	h	l								
		0,3	0,35	4,3	25	5.65				1,5	17,18	0,8
		0,3	0,35	4,6	25	6,04						
		0,3	0,4	3,3	25	4,95						
		0,3	0,4	3,7	25	5,55						
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]									
		4,7	4,1	3,1	6.01	28.95						
		4,7	3,25	3,8	6.01	22.95						
		4,65	4,1	4,5	6.01	28.65						
	4,65	3,25	4,5	6.01	22.71							
				Ni [KN]	823.48	118,97						

N7 (3 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α	
		0,45	0,45	3,4	25	17,21				
	Poutres	b	h	l						
	0,3	0,35	3,1	25	4,07					

		0,3	0,35	3,8	25	4,99	1,5	17,18	0,75
		0,3	0,4	4,4	25	6,6			
		0,3	0,4	4,5	25	6,75			
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]						
		4,7	4,1	6.01		28.95			
		4,7	3,25	6.01		22.95			
		4,65	4,1	6.01		28.65			
		4,65	3,25	6.01		22.71			
						Ni [KN]	966.35	138,3	

N8 (2 ^{ème})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,5	0,45	3,4	25	19,13			
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	3,05	25	4,00			
		0,3	0,35	3,7	25	4,86			
		0,3	0,4	4,4	25	6,6			
		0,3	0,4	4,5	25	6,75			
		Plancher	Lx [m]	Ly [m]					
			4,7	4,1	6.01		28.95		
			4,7	3,25	6.01		22.95		
		4,65	4,1	6.01		28.65			
		4,65	3,25	6.01		22.71			
						Ni [KN]	1011.94	156,34	

N9 (1 ^{er})	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,5	0,5	3,4	25	21,25			
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	3,05	25	4,00			
		0,3	0,35	3,7	25	4,86			
		0,3	0,4	4,3	25	6,45			
		0,3	0,4	4,45	25	6,68			
		Plancher	Lx [m]	Ly [m]					
			4,7	4,1	6.01		28.95		
			4,7	3,25	6.01		22.95		
		4,65	4,1	6.01		28.65			
		4,65	3,25	6.01		22.71			
						Ni [KN]	1257.43	173,09	

N10 (RDC)	Poteau	b [m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
-----------	--------	-------	-------	--------	---	---------	-------------------------	---------------------------	----------

		0,5	0,5	3,4	25	21,25	2,5	17,18	0,6	
	Poutres	b	h	l						
		0,3	0,35	3,05	25	4,00				
		0,3	0,35	3,7	25	4,86				
		0,3	0,4	4,3	25	6,45				
		0,3	0,4	4,45	25	6,68				
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]							
		4,7	4,1	6,01	28,95					
		4,7	3,25	6,01	22,95					
		4,65	4,1	6,01	28,65					
		4,65	3,25	6,01	22,71					
		Ni [KN]				1 403.92				198,86

N11 (1 ^{er} entre sol)	Poteau	b[m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface [m ²]	α
		0,5	0,5	3,4	25	21,25	2,5	17,18	0,55
	Poutres	b	h	l					
		0,3	0,35	3,05	25	4,00			
		0,3	0,35	3,7	25	4,86			
		0,3	0,4	4,3	25	6,45			
		0,3	0,4	4,45	25	6,68			
	Plancher	Lx [m]	Ly [m]						
		4,7	4,1	4,8	24,71				
		4,7	3,25	4,8	19,59				
		4,65	4,1	4,8	24,45				
		4,65	3,25	4,8	19,38				
		Ni [KN]				1 535.30			

N12 (2 ^{ème} entre sol)	Poteau	b[m]	h [m]	he [m]	G	Gi [KN]	Qi [KN/m ²]	Surface (m ²)	α	
		0,5	0,5	3,06	25	19,13				
	Longrine	b	h	l						
		0,3	0,35	3,05	25	4,00				
		0,3	0,35	3,7	25	4,86				
		0,3	0,4	4,3	25	6,45				
		0,3	0,4	4,45	25	6,68				
		Ni [KN]				1 576.40				222,48

II.6.Vérification:

II.6.1.Vérification à la compression :

- **L'effort normal ultime :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec :

Nu: L'effort normal ultime

$$N_u = (1.35G + 1.5Q)$$

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 (1.35 \times 1534.52 + 1.5 \times 222.48) = 2645.85 \text{ KN.}$$

B : section du béton

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2461.87 \times 10^{-3}}{0.25} = 9.85 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.17: Vérification de la contrainte de compression du béton.

	Nu=1,35g+1,5q [KN]	contrainte béton [Mpa]
N1	272,74	3,03
N2	427,43	4,75
N3	648,23	5,4
N4	859,18	6,14
N5	1069,23	6,68
N6	1290,15	7,17
N7	1512,03	7,47
N8	1734,28	7,71
N9	1957,17	7,83
N10	2193,53	8,77
N11	2406,37	9,63
N12	2461,87	9,85

b. Vérification au flambement :

$$N_{ui} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r : \text{section réduite de poteau} \quad \Rightarrow \quad B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$$

A_s : section des armatures calculées

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$l_f : \text{longueur de flambement} : \quad l_f = (0,7 \cdot l_0).$$

$$i : \text{rayon de giration défini par} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}.$$

$$\lambda \text{ est définie comme suite} : \lambda = \frac{l_f}{i}.$$

$$I : \text{moment d'inertie} : \quad I = h \times b^3 / 12.$$

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,61 \text{ m.}$$

$$B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0,50 \times 0,50^3}{12} = 5,20 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5,72 \times 10^{-3}}{0,25}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{2,61}{0,144} = 18,18 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{18,18}{35}\right)^2} = 0,80$$

D'après le **(BAEL91 art B.8.4,1)** on doit vérifier

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2645.85 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.23 m^2$$

Or : $B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = \mathbf{0.23 m^2} > \mathbf{0.15 m^2}$.

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

✓ **Condition de RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, on adoptera alors les sections de pré dimensionnement :

II.10. Conclusion :

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

- **Poutres**

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

- **Poteaux**

- Entre sols 1 et 2, R.D.C, 1^{er} étage : poteaux $(50, 50) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème} étage: poteaux $(50, 45) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} étage: poteaux $(45, 45) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème} étage: poteaux $(40, 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} étage: poteaux $(40, 40) \text{ cm}^2$.

- 6^{ème} étage: poteaux (35, 40) cm².
- 7^{ème} étage: poteaux (35, 35) cm².
- 8^{ème} étage: poteaux (30, 30) cm².

III.1. Calcul des plancher:

III.1.1 Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation, bureau et parking, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

III.1.2.3. Les différents types de poutrelles:

Le type de poutrelle est déterminé par le nombre d'appuis et les chargements, on a pu déterminer 26 types récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.1 Classification des différents types de poutrelles

Classification des différents types de poutrelles						
Type	L1 (m)	L2	L3	L4	L5	L6
1er Entre-Sol (Parking)						
18	4,65	4,7	4,35	3,95	0	
19	3,1	4,65	4,7	4,35	3,95	2,7
20	3,1	4,65	1,65	0	0	0
21	4,35	3,95	2,7	0	0	0
22	3,95	2,7	0	0	0	0
RDC (Bureaux)						
1	4,65	4,7	4,35	3,95	0	
2	3,1	4,65	4,7	4,35	3,95	2,7
3	3,1	4,65	1,65	0	0	0
4	4,35	3,95	2,7	0	0	0
5	3,95	2,7	0	0	0	0
Du 1er au 6ème étage (logement)						
1	4,65	4,7	4,35	3,95	0	
2	3,1	4,65	4,7	4,35	3,95	2,7
3	3,1	4,65	1,65	0	0	0

4	4,35	3,95	2,7	0	0	0
5	3,95	2,7	0	0	0	0
6	4,7	4,35	0	0	0	0
7	4,7	4,35	3,95	0	0	0
8	4,7	4,35	3,95	2,7	0	0
9	1,65	0	0	0	0	0
10	4,35	0	0	0	0	0
7eme étage (logement+Terrasse accessible)						
1a	4,65	4,7	4,35	3,95	0	
	T acc	Log	Log	Log	-	-
2a	3,1	4,65	4,7	4,35	3,95	2,7
	T acc	T acc	Log	Log	Log	Log
3a	3,1	4,65	1,65	0	0	0
	T acc	T acc	T acc	-	-	-
6a	4,7	4,35	0	0	0	0
	T acc	Log	-	-	-	-
8eme étage (Terrasse inaccessible)						
11	4,7	4,35	3,95	0	0	0
12	4,7	4,35	3,95	2,7	0	0
13	1,65	0	0	0	0	0
14	4,35	3,95	2,7	0	0	0
15	3,95	2,7	0	0	0	0
16	4,35	0	0	0	0	0
17	2,91	4,35	0	0	0	0

III.1.2.4.Méthodes de calcul:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

a. Méthodes forfaitaire: Annexe E1 BAEL91

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G; 5) \text{ KN/m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Principe de la méthode forfaitaire :**- Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

- Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de:

- 15% si la poutre à deux travées.

- 10% si la poutre à plus de deux travées.

b. Méthodes de Caquot : Annexe E2 [1]

Cette méthode initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, été par la suite aux calculs des poutres solidaires des poteaux. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement de chargement des travées successives.
- Elle est applicable si les conditions suivantes sont remplies:
- Le bâtiment est classé construction industrielle ou les planchers sont à forte surcharge $Q \geq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$

Si l'une des conditions 3, 4,5 n'est pas vérifiée.

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments aux niveaux des appuis en ne tenant compte que charges appliquées sur les deux travées voisines de l'appui considéré.

On remplace les points du moment nul par des appuis fictifs avec :

$$l' = \begin{cases} 0.8l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ l & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

- Évaluation des moments en l'appui :

$$M_{app} = - \frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec: M_{app} : Moment à l'appui

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

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement

- Évaluation des moments en travées:

Les moments en travée sont calculés par la méthode de RDM, on isole la travée considérée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

Tel que $M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x).$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}.$$

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

- Évaluation efforts tranchants :

$$V_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}, \quad V_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

III.1.2.5. Calculs des moments et efforts tranchants dans les poutrelles:

a. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles:

ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ Pour une travée chargée.

$q_u = 1.35 \times G$ Pour une travée déchargée.

ELS : $q_s = G + Q$ Pour une travée chargée.

$q_s = G$ Pour une travée déchargée.

b. Calcul des sollicitations:

* Méthodes de Caquot:

• A l'ELU

- Moments en appuis :

$$M_{\text{appuis_rive}} = 0 \text{ KNm} \quad M_{\text{appuis_inter}} = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

- Moments en travée :

$$x_i = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_i \times l_i}$$

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

$$M_0(x) = \frac{P_i \times x}{2} \times (l - x)$$

Exemple de calcul poutrelle type 2a

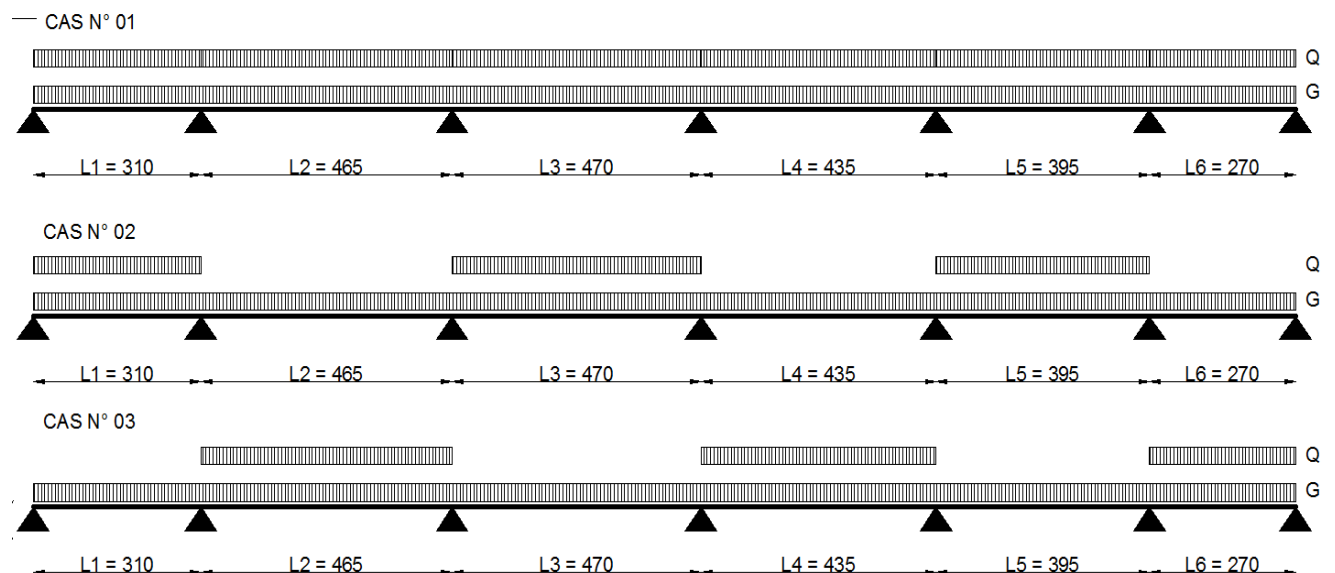


Figure III.1. Schéma statique des 3 cas de la poutrelle type 2a

A l'ELU :

Tableau III.2 Cas : N°01 (Toutes les poutrelles sont Chargées 1.35G+1.50Q)

	L	G	Q	L'	P _u	M _{app}	X	M ₀	M _x	V _g	V _d
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Appuis A						0,00				10,74	
L1	3,10	6,23	1,50	2,48	6,93		0,93	7,01	3,02		
Appuis B						-13,24				15,01	-6,47
L2	4,65	6,23	1,50	4,65	6,93		2,20	18,68	3,57		
Appuis C						-17,19				16,96	-15,26
L3	4,70	5,68	1,50	4,70	6,45		2,40	17,79	1,42		
Appuis D						-15,60				14,81	-15,49
L4	4,35	5,68	1,50	4,35	6,45		2,26	15,22	0,90		
Appuis E						-13,15				13,46	-14,58
L5	3,95	5,68	1,50	3,95	6,45		2,14	12,48	1,64		
Appuis F						-8,90				11,66	-13,81
L6	2,70	5,68	1,50	2,16	6,45		1,86	5,03	2,27		
Appuis G						0,00					-8,70

Tableau III.3 Cas : N°02 (Toutes les poutrelles impaire sont Chargées 1.35G+1.50Q et Poutrelles paire déchargée 1.35G)

	L	G	Q	L'	P _u	M _{app}	X	M ₀	M _x	V _g	V _d
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Appuis A						0,00					
L1	3,10	6,23	1,50	2,48	6,93		1,05	7,01	3,80		
Appuis B						-10,81				14,23	-7,25
L2	4,65	6,23	1,50	4,65	5,47		2,15	18,68	1,79		
Appuis C						-15,34				13,68	-11,74
L3	4,70	5,68	1,50	4,70	6,45		2,39	17,79	3,12		
Appuis D						-14,03				14,87	-15,43
L4	4,35	5,68	1,50	4,35	4,98		2,29	15,22	-0,92		
Appuis E						-11,45				10,25	-11,44
L5	3,95	5,68	1,50	3,95	6,45		2,09	12,48	2,58		
Appuis F						-8,62				12,02	-13,45
L6	2,70	5,68	1,50	2,16	4,98		1,99	5,03	1,26		
Appuis G						0,00					

Tableau III.4 Cas : N°03 (Toutes les poutrelles paires sont chargées 1.35G+1.50Q et Poutrelles impaire déchargée 1.35G)

	L	G	Q	L'	P _u	M _{app}	X	M ₀	M _x	V _g	V _d
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Appuis A						0,00					
L1	3,10	6,23	1,50	2,48	5,47		0,79	4,99	1,71		
Appuis B						-12,87				12,63	-4,32
L2	4,65	6,23	1,50	4,65	6,93		2,25	18,71	4,67		
Appuis C						-15,28				16,63	-15,59
L3	4,70	5,68	1,50	4,70	4,98		2,42	13,75	-0,68		
Appuis D						-13,63				11,36	-12,06
L4	4,35	5,68	1,50	4,35	6,45		2,24	15,24	2,51		
Appuis E						-11,88				13,62	-14,42
L5	3,95	5,68	1,50	3,95	4,98		2,21	9,58	0,34		
Appuis F						-7,17				8,65	-11,04
L6	2,70	5,68	1,50	2,16	6,45		1,76	5,33	2,84		
Appuis G						0,00					

Tableau III.5 Cas les plus défavorables (courbe enveloppe):

	M	N° Cas	V _g	N° Cas	V _d	N° Cas
	[kNm]		[kN]		[kN]	
Appuis A	0.00	1	10,74	1	0.00	1
L1	3,80	2				
Appuis B	-13,24	1	15,01	1	-7,25	2
L2	4,67	3				
Appuis C	-17,19	1	16,96	3	-15,59	3
L3	3,12	2				
Appuis D	-15.60	1	14,81	2	-15,49	1
L4	2.51					
Appuis E	-13,15	1	13,46	3	-14,58	1
L5	2,58	2				
Appuis F	-8.90	1	11,66	3	-13,81	1
L6	2,84	3				
Appuis G	0.00	1	0.00	1	-8.70	1

AL'ELS :

Tableau III.6 Cas : N°01 (Toutes les poutrelles sont Chargées G+Q)

	L	G	Q	L'	P _s	M _{app}	X	M ₀	M _x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0,00			
L1	3,10	6,23	1,50	2,48	5,02		0,93	5,08	2,19
Appuis B						-9,60			
L2	4,65	6,23	1,50	4,65	5,02		2,20	13,54	2,59
Appuis C						-12,45			
L3	4,70	5,68	1,50	4,70	4,67		2,40	12,88	1,02
Appuis D						-11,29			
L4	4,35	5,68	1,50	4,35	4,67		2,26	11,02	0,65
Appuis E						-9,52			
L5	3,95	5,68	1,50	3,95	4,67		2,14	9,04	1,18
Appuis F						-6,44			
L6	2,70	5,68	1,50	2,16	4,67		1,86	3,64	1,64
Appuis G						0,00			

Tableau III.7 Cas : N°02 (Toutes les poutrelles impaire sont Chargées G+Q et Poutrelles paire déchargée G)

	L	G	Q	L'	P _s	M _{app}	X	M ₀	M _x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[Kn/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0,00			
L1	3,10	6,23	1,50	2,48	5,02		1,04	5,38	2,70
Appuis B						-7,98			
L2	4,65	6,23	1,50	4,65	4,05		2,15	10,89	1,40
Appuis C						-11,22			
L3	4,70	5,68	1,50	4,7	4,67		2,39	12,88	2,16
Appuis D						-10,25			
L4	4,35	5,68	1,50	4,35	3,69		2,29	8,71	-0,56
Appuis E						-8,38			
L5	3,95	5,68	1,50	3,95	4,67		2,09	9,07	1,81
Appuis F						-6,25			
L6	2,70	5,68	1,50	2,16	3,69		1,98	2,64	0,96
Appuis G						0,00			

Tableau III.8 Cas : N°03 (Toutes les poutrelles paire sont Chargées $G+Q$ et Poutrelles impaire déchargée G)

	L	G	Q	L'	P_s	M_{app}	X	M₀	M_x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[Kn/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0,00			
L1	3,1	6,23	1,5	2,48	4,05		0,80	3,74	1,31
Appuis B						-9,35			
L2	4,65	6,23	1,5	4,65	5,02		2,25	13,56	3,33
Appuis C						-11,18			
L3	4,7	5,68	1,5	4,7	3,69		2,42	10,19	-0,37
Appuis D						-9,98			
L4	4,35	5,68	1,5	4,35	4,67		2,24	11,03	1,72
Appuis E						-8,67			
L5	3,95	5,68	1,5	3,95	3,69		2,21	7,10	0,32
Appuis F						-5,29			
L6	2,7	5,68	1,5	2,16	4,67		1,77	3,84	2,02
Appuis G						0,00			

Tableau III.9 Cas les plus défavorables (courbe enveloppe):

	M_{app}	N° Cas
	[kNm]	
Appuis A	0.0	1
L1	2,70	2
Appuis B	-9.60	1
L2	3,33	3
Appuis C	-12.45	1
L3	2,16	2
Appuis D	-11,29	1
L4	1,72	3
Appuis E	-9,52	1
L5	1,81	2
Appuis F	-6,44	1
L6	2,20	3
Appuis G	00.0	1

III.1.2.6. Ferrailages des poutrelles:

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- **Plancher étage bureau :**

a. Calcul à l'ELU:

- Calcul d'armatures longitudinales:

$$M_t^{\max} = 4.67 \text{ KN.m}$$

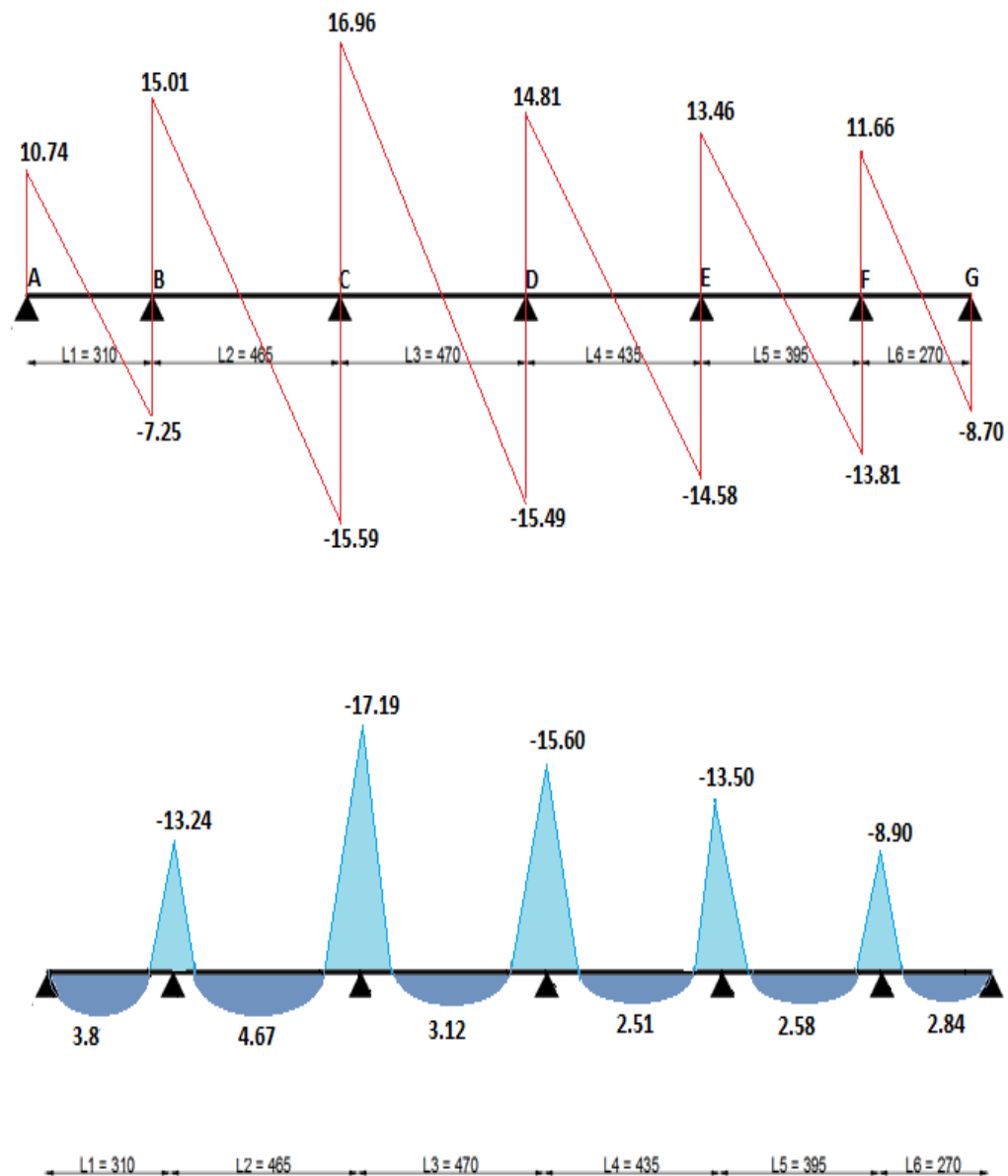


Figure III.2. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU pour type 2a

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

Exemple de calcul étage courant:

$$M_{t\max} = 4.67 \text{ KN.m (travée BC)}$$

$$M_A^r = -0.15 M_{L1} = -0.15 \times 3.80 = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$M_G^r = -0.15 M_{L6} = -0.15 \times 2.84 = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -17.19 \text{ KN.m}$$

$$V_C = 16.96 \text{ KN}$$

En travée :

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

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b=65\text{cm}$ (à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la Vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui est égale à 4.65 m .

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) 10^3$$

$M_{tu} = 71.40 \text{ KN.m} \geq M_t = 4.67 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow Étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.67 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0156 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0156 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0196$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0196) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{4.67 \times 10^{-3}}{348 \times 0.178} = 6.80 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.680 \text{ cm}^2$$

Appui de rive:

$$M_{\text{app}}^{\text{rive}} = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{app}}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.57 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0124 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0124 \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \xi = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0156$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.18) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}^{rive}}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{0.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.167} = 8.33 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_{app} = 0.0833 \text{ cm}^2$$

Appui intermédiaire

$$M_{app}^{inter} = -17.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{app}^{inter}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{17.93 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.374 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.374 > \mu_l = 0.374 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \xi = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.622$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.176) = 0.135 \text{ m}$$

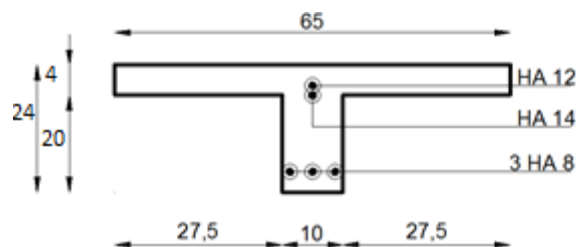
$$A_{app} = \frac{M_{app}^{inter}}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{17.19 \times 10^{-3}}{348 \times 0.135} = 3.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{app} = 3.31 \text{ cm}^2$$

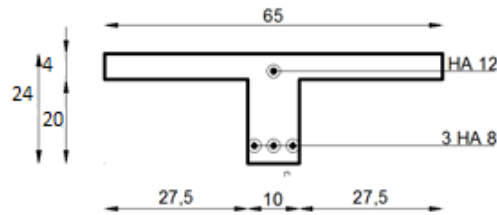
Donc on adopte HA12 en filante et +HA14 en renfort (1.13+ 1.53=2.68 cm²)

Vérification de la condition de non fragilité(Art A.4.2.1)[1]

$$A_t = 3 \text{ HA}8 + \text{HA}12 + \text{HA}14 = (3 \times 0.51 + 1.13 + 1.53) = 7.25 \text{ cm}^2 \text{ en appuis intermédiaires}$$



$$A_t = 3 \text{ HA}8 + \text{HA}12 = (3 \times 0.51 + 1.13) = 5.72 \text{ cm}^2 \text{ en travées et appuis de rives}$$



$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_t$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:** (Art A.5.1.1) [1]

$$V^{max} = 17,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17,34 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.963 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Armatures transversales:** (Art 5.1.2.2) [2]

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(8; \frac{200}{35}; \frac{10}{10} \right)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{on choisi un épingle } \phi_6: A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$(0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \text{ (Art A.5.1.2.2)[2]}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57.2 \text{ cm} \text{ (Art A.5.1.2.3)[2]} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 15.82 \text{ cm} \text{ (Art A.5.1.2.3)[2]}$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**
- **Vérification de la bielle:** (Art A.5.1.3.1.2) [1]

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 17,34 \text{ KN} < 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 120.15 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:** (Art A.5.1.3.1.2) [1]

- **Appui de rive:**

$$M_{app}^{rive} = 0 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3HA8 + 1HA8 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 17,34 \times 10^{-3}}{400} = 0.498 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 2.04 \text{ cm}^2 \geq 0.498 \text{ cm}^2$$

- **Appui intermédiaire:**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(17,34 \times 10^{-3} - \frac{19,46 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3HA8 + 1HA8 = 2.040 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.06 \text{ cm}^2 \geq -1.75 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

- **Vérification de la jonction table-nervure:** (Art A.5.1.2.1.1) [2]

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{17,34 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.13 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

a. Vérification à l'ELS:

Il y a lieu de vérifier :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton

- État limite de déformation.

Remarque :

De ce qui précède nous avons le ferrailage suivant travée et appuis de rives:

$$A_t = 3HA8 + HA12 = (3 \times 0.51 + 1.13) = 5.72 \text{ cm}^2.$$

- **État limite d'ouverture des fissures :** (Article B-6-3) [1]
- La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton:

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

- **En travée :**

$$M_{tra_ser}^{\max} = 3.43 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

$$\begin{aligned} H &= b \frac{y_1^2}{2} + 15A'(y_1 - d') - 15A(d - y_1) \\ &= 0.65 \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 1.13 \times 10^{-4} (0.04 - 0.03) - 15 \times (2.04 \times 10^{-4}) (0.18 - 0.04) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow H = 1.076 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$y_1 = 0.04 \text{ m}$$

- **Calcul de moment d'inertie**

$$I = by_1^3 + 15A'(y_1 - d')^2 + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = 7401.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{7401.51 \times 10^{-8}} \cdot 0.04 = 1.85 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Vérifier}$$

- **État limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1^*/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2^*/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3*/ \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur totale de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

Pour notre cas: $h = 21\text{cm}$. $l = 470\text{ cm}$

$$\frac{21}{470} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Donc on il faut vérifier la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

La flèche admissible pour une poutre simplement appuyée de longueur inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm}$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée :**

Tableau III.10 Évaluation des moments en travée sous j (justcorps creux)

	L	G	Q	L'	P _s	M _{app}	X (m)	M ₀	M _x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[Kn/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0			
L1	3,1	3,53	0	2,48	2,29		0,93	2,32	1
Appuis B						-4,38			
L2	4,65	3,53	0	4,65	2,29		2,18	6,18	1,08
Appuis C						-5,9			
L3	4,7	3,53	0	4,7	2,29		2,38	6,33	0,61
Appuis D						-5,55			
L4	4,35	3,53	0	4,35	2,29		2,26	5,42	0,32
Appuis E						-4,68			

L5	3,95	3,53	0	3,95	2,29		2,14	4,44	0,58
Appuis F						-3,17			
L6	2,7	3,53	0	2,16	2,29		1,86	1,79	0,81
Appuis G						0			

Tableau III.11 Évaluation des moments en travée sous j instantané sans cloisons

	L	G	Q	L'	P _s	M _{app}	X	M ₀	M _x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[Kn/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0			
L1	3,1	5,01	0	2,48	3,26		0,93	3,29	1,42
Appuis B						-6,22			
L2	4,65	5,01	0	4,65	3,26		2,18	8,77	1,54
Appuis C						-8,37			
L3	4,7	5,01	0	4,7	3,26		2,38	8,99	0,87
Appuis D						-7,88			
L4	4,35	5,01	0	4,35	3,26		2,26	7,69	0,45
Appuis E						-6,64			
L5	3,95	5,01	0	3,95	3,26		2,14	6,31	0,83
Appuis F						-4,5			
L6	2,7	5,01	0	2,16	3,26		1,86	2,54	1,15
Appuis G						0			

Tableau III.12 Évaluation des moments en travée sous G différé avec cloisons

	L	G	Q	L'	P _s	M _{app}	X	M ₀	M _x
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[Kn/ml]	[kNm]	[m]	[kNm]	[kNm]
Appuis A						0			
L1	3,1	6,01	0	2,48	3,91		0,93	3,95	1,7
Appuis B						-7,46			
L2	4,65	6,01	0	4,65	3,91		2,18	10,52	1,84
Appuis C						-10,05			
L3	4,7	6,01	0	4,7	3,91		2,38	10,78	1,04
Appuis D						-9,45			
L4	4,35	6,01	0	4,35	3,91		2,26	9,23	0,54
Appuis E						-7,97			
L5	3,95	6,01	0	3,95	3,91		2,14	7,56	0,99
Appuis F						-5,39			
L6	2,7	6,01	0	2,16	3,91		1,86	3,05	1,37
Appuis G						0			

- **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre :

$$y = 0.04m.$$

- **Position du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{10 \times \frac{21^2}{2} + (65 - 10) \frac{5}{2} + 15(2.04 \times 18 + 1.13 \times 3)}{10 \times 21 + (65 - 10)5 + 15(5.72)} = 4.87cm$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 27510.61 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.72}{10 \times 18} = 0.031$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \\ E_v = 1/3 \times E_i \end{array} \right.$$

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

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

- **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- Inerties fictives (I_f):

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- Évaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$y = 4cm$$

$$I_0 = 27510.61 \text{ cm}^4$$

$$I = 7401.51 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.031$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.031} = 1.34$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 1.34 = 0.54$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{1.08 \times (0.18 - 0.04) \times 10^5}{7401.51} = 30.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{1.54 \times (0.18 - 0.04) \times 10^5}{7401.51} = 43.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{1.84 \times (0.18 - 0.04) \times 10^5}{7401.51} = 52.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{2.73 \times (0.18 - 0.04) \times 10^5}{7401.51} = 77.47 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.031 \times 5.38 + 2.1} = 0.37 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.031 \times 43.59 + 2.1} = 0.51 > 0$$

$$\mu_{gs} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.031 \times 52.30 + 2.1} = 0.57 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.031 \times 9.15 + 2.1} = 0.68 > 0$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 27510.61}{4 + (2.36 \times 0.37)} = 20086.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 27510.61}{1 + (2.36 \times 0.51)} = 17132.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{igs}} = \frac{1.1 \times 27510.61}{1 + (2.36 \times 0.57)} = 17971.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 27510.61}{1 + (2.36 \times 0.68)} = 15766.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 49056.13}{1 + (0.94 \times 0.51)} = 23121.10 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{1.08 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32164.2 \times 20086.25 \times 10^{-8}} = 0.0036 \text{ m}$$

$$f_{gis} = \frac{1.84 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32164.2 \times 17132.18 \times 10^{-8}} = 0.00073 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{1.54 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32164.2 \times 17971.16 \times 10^{-8}} = 0.00058 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{2.73 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 32164.2 \times 15766.82 \times 10^{-8}} = 0.0011 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{2.73 \times 10^{-3} \times 4.70^2}{10 \times 10721.4 \times 23121.10 \times 10^{-8}} = 0.0024 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0024 - 0.0036 + 0.0011 - 0.00073 = 0.0047 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.00047 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.860 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Ferraillage des poutrelles :**

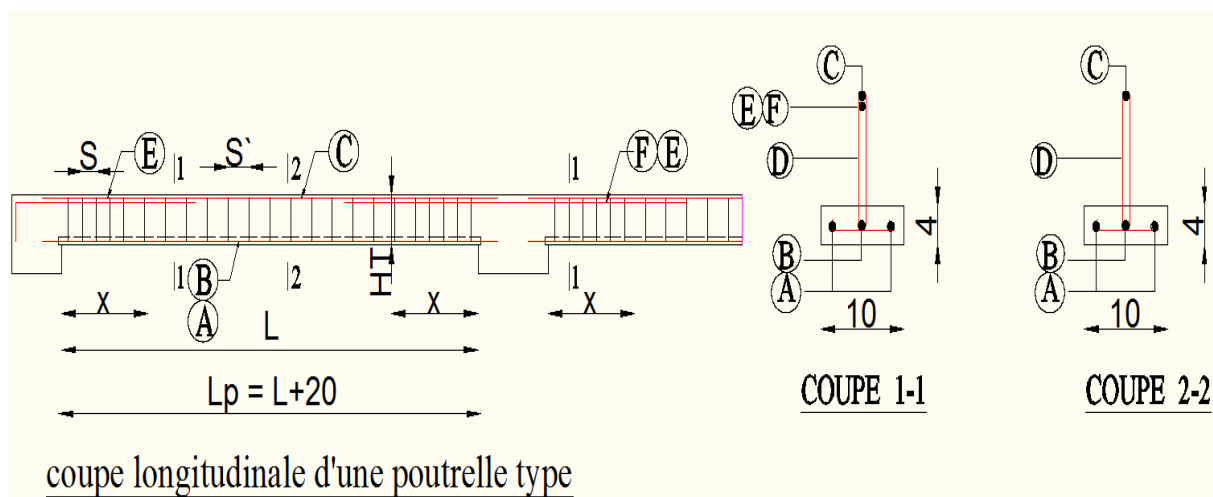


Figure III.3 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.13 Détail de ferrailage des poutrelles

Niv	L	L ₀	Ht	A	B	C	D					E	F
							Ø	T	X	S	S'		
N1	165	185	24	$\frac{185}{2T8}$	$\frac{185}{1T8}$	$\frac{185}{1T12}$	6		40	10	15	$\frac{70}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	$\frac{110}{1T14}$
N2	270	290	20	$\frac{290}{2T8}$	$\frac{290}{1T8}$	$\frac{290}{1T12}$	6		70	10	15	$\frac{100}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	
N3	310	330	20	$\frac{330}{2T8}$	$\frac{330}{1T8}$	$\frac{330}{1T12}$	6		80	10	15	$\frac{110}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	
N4	395	415	20	$\frac{415}{2T8}$	$\frac{415}{1T8}$	$\frac{415}{1T12}$	6		100	10	15	$\frac{130}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	$\frac{265}{1T14}$
N5	435	455	20	$\frac{455}{2T8}$	$\frac{455}{1T8}$	$\frac{455}{1T12}$	6		110	10	15	$\frac{145}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	$\frac{265}{1T14}$
06	465	495	20	$\frac{485}{2T8}$	$\frac{485}{1T8}$	$\frac{485}{1T12}$	6		120	10	15	$\frac{155}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	$\frac{265}{1T14}$
07	470	500	20	$\frac{495}{2T8}$	$\frac{495}{1T8}$	$\frac{495}{1T12}$	6		120	10	15	$\frac{150}{20}$ $\frac{1T14}{1T14}$	$\frac{265}{1T14}$

III.1.2.9. Ferrillages de la dalle de compression:

(Art B.6.5.3) [1]

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 1.10 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad (\text{Art B.6.8.4.2.3}) [1]$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml $\rightarrow 1.41 \text{ cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ condition vérifié

On choisit :

3TS6/ml $\rightarrow 0.85 \text{ cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow S_t = 30\text{cm} < 30\text{cm}$ condition vérifié

- **Vérification d'entraînement des aciers :**(Art A.6.2.3) [1]

$$g \leq A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{1}{2t} \text{ Avec } g = \frac{V_u}{0.9d}$$

L'effort d'entraînement (par unité de longueur) g exercé (vis-à-vis de l'état limite ultime) sur un fil treillis soudé brut de tréfilage, de section A_s et de limite d'élasticité garantie f_e doit satisfaire à l'inégalité : dans t désigne l'écartement des barres dans la direction perpendiculaire.

$$V_u = 17.34 \text{KN} f_e = 235 \text{Mpa} \gamma_s = 1.15$$

$$g = \frac{17.34}{0.9(0.18)} = 107.03 \text{KN/m}$$

$$A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{1}{2t} = 1.18 \frac{235 \times 1}{1.15 \times 2} = 80 \leq 107.03 \text{KN/mC}$$
 est vérifié

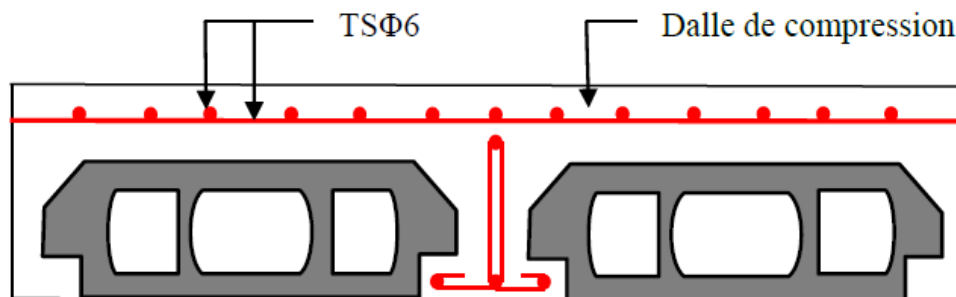


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Etude des Dalle pleines :

III.2.1 : Etude des dalles pleines :

1^{er} Type : Dalle sur deux appuis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{245} = 0.59 > 0.4 : \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

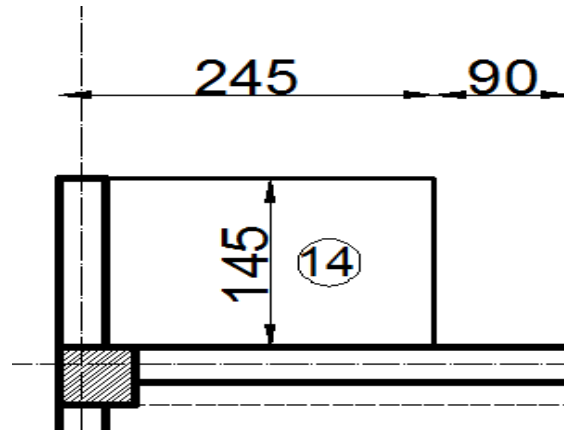


Figure III.5. Schéma d'une dalle pleine sur 2 appuis

III.2.1.1 : Evaluation des charges :

$$G = 5.06 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$L_x = 1.45 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 2.45 \text{ m}$$

$$P_{ut} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x^0 = \mu_x \times P_{ut} \times L_x^2$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0$$

À l'ELU:

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0.292 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$M_x^0 = \mu_x \times P_{ut} \times L_x^2 = 0.0825 \times 12.08 \times 1.45^2 = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.292 \times 2.09 = 0.61 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 2.09 = 1.77 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 0.61 = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 \times M_x^0 = -0.3 \times 2.09 = -0.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Le ferrailage :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Figure III.14. Ferrailage de dalle sur deux appuis.

	M [KNm]	D [cm]	μ_{bu}	α	Z [m]	A [cm ²]	A _{min}	A adoptée [m ²]
M _{xx}	2,09	0,12	0,01	0,64	0,09	0,67	1,35	4HA8 /ml
M _{yy}	0,61	0,12	0,003	0,63	0,09	0,20	1,12	4HA8 /ml

➤ **Vérification a l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times (3 - \alpha) \times \frac{1}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

Pour l'acier HAF_e400 $\phi > 6mm$ on prend $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{aligned} A_{\min x} &= 0.47 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} &= 0.47 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

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

$$V_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}; \rho = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans deux sens.}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{7.14 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.0714 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa. Donc la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$P_s = G + Q = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{À l'ELS: } \rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0.292 \end{cases}$$

• **Calcul les moments :**

$$\begin{aligned} M_x^0 &= \mu_x \times P_{st} \times L_x^2 = 0.0825 \times 8.56 \times 1.45^2 = 1.48 \text{ KN.m} \\ M_y^0 &= \mu_y \times M_x^0 = 0.292 \times 1.48 = 0.43 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 1.93 = 1.25 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 0.57 = 0.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 \times M_x^0 = -0.3 \times 1.64 = -0.58 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification de la contrainte:**

- **En travée sens x-x:** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.15. Vérification de la contrainte dans le sens x-x.

Données		
Moment service	$M_{tx} = 0.85M_x^0$	1.25KNm
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} \times b \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$	0.07m
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (y - d)^2$	6805.83cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_b^x = \frac{M_{tx}^{ser} \times y}{I}$	1.28MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s^x = \frac{15 \times M_{tx}^{ser} \times (d - y)}{I}$	13.77MPa
La contrainte admissible de l'acier.	$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right]$ Fissuration nuisible	202MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	1.28MPa < 15MPa Vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	13.77MPa < 202MPa Vérifiée

En travée sens y-y: Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.16. Vérification de la contrainte en travée dans le sens y-y.

Données		
Moment service	$M_{ty} = 0.85M_y^0$	0.36KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} \times b \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$	0.07m
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (y - d)^2$	6805.83cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_b^y = \frac{M_{ty}^{ser} \times y}{I}$	0.37MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s^y = \frac{15 \times M_{ty}^{ser} \times (d - y)}{I}$	3.96MPa
La contrainte admissible de l'acier	$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right]$ Fissuration nuisible	202MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	0.37 < 15MPa Vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	3.96MPa < 202MPa Vérifiée

-En appuis : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.17.Vérification des contraintes en appuis.

Données		
Moment service	$M_{tx} = 0.85M_x^0$	0.58KNm
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} \times b \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$	0.07m
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (y - d)^2$	6805.83cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_b^x = \frac{M_{tx}^{ser} \times y}{I}$	0.60MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s^x = \frac{15 \times M_{tx}^{ser} \times (d - y)}{I}$	6.39MPa
La contrainte admissible de l'acier.	$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right]$ Fissuration nuisible	202MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	0.60MPa < 15MPa Vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	6.39MPa < 202MPa Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivants :

Tableau. III.18. Tableau de vérification de la flèche selon x-x

Données		Moments		Contraintes		Flèche	
	[kN/m]		[kNm]		[MPa]		[mm]
J	3,5	M_j	0,055294	σ_{stj}	32,421	f_{ij}	0,0139
G	5,05	M_g	0,079781	σ_{stg}	46,779	f_{gi}	0,02
						f_{gv}	0,06
P	8,55	M_p	0,135074	σ_{stp}	79,199	f_{pi}	1,6998
f	f'						
[mm]	[mm]						
0,06014975	2,9						

Tableau. III.19. Tableau de vérification de la flèche selon y-y

Données		Moments		Contraintes		Fléch	
	[kN/m]		[kNm]		[MPa]		[mm]
J	3,5	M_j	0,252	σ_{stj}	5,878	f_{ij}	0,017435
G	5,05	M_g	0,364	σ_{stg}	8,481	f_{gi}	0,0251
						f_{gv}	0,07547
P	8,55	M_p	0,617	σ_{stp}	14,358	f_{pi}	0,04259
f	f'						
[mm]	[mm]						
0,07546909	4,9						

Donc la condition de la flèche est vérifiée

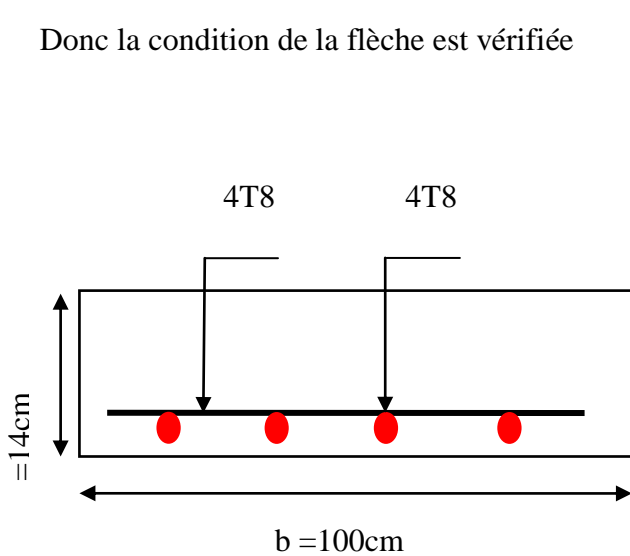


Fig.III.6: Coupe A-A' détail de ferrailage.

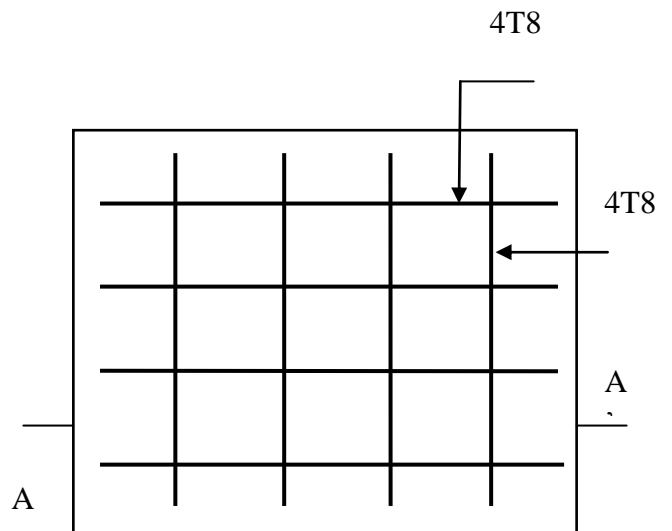


Fig.III.7: Schéma de ferrailage de la dalle Type (1).

2^{eme}Type : Dalle sur trois appuis :

$l_x = 1.50 \text{ m}$ et $l_y = 3.25 \text{ m}$

$$\Rightarrow \rho = \frac{1.50}{3.25}$$

On est dans le cas $l_x/l_y > 0.4$

Évaluation des charges :

$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.08 \text{ KN/m}^2$.

$P_s = G + Q = 8.56 \text{ KN/m}^2$.



Figure III.8. Dalle sur 3 appuis

Les sollicitations :

Selon la méthode des lignes de ruptures, nous aurons 3 consoles dans la dalle pleine donc on aura que des moments en appuis.

Tableau III.20. Théorie de calcul des moments

		1 ^{er} cas si $l_y \geq \frac{l_x}{2}$	2 ^{eme} cas si $l_y < \frac{l_x}{2}$
Moment	M_x	$\frac{P_x l_x^2}{8} (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P_x l_x^3}{48}$	$\frac{P_x l_y^3}{6}$
	M_y	$\frac{P_x l_x^3}{24}$	$(\frac{P_x l_y^3}{2} l_x) - 2 \frac{P_x l_y^3}{3}$

$l_x = 1.5 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.62 \text{ m} \Rightarrow M_0^x = \frac{q l_y^3}{6}$

$$M_0^y = \frac{q l_y^2 l_x}{2} - q l_y^3 x \frac{2}{3}$$

Tableau III.21. calcul des sollicitations.

ρ	0,46
P_u	12,08
P_s	8,56
ELU(appui)	
M_{xx}	6,80
M_{yy}	16,99
ELS(appui)	
M_{xx}	4,815
M_{yy}	12,0375

III.2.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau III.22. calcul du ferrailage et Choix des armatures.

	M	d	μ_{bu}	α	Z	A	Amin	A adoptée
	[kNm]	[cm]			[m]	[cm ²]	[cm ²]	[m ²]
M_{xx}	6,80	0,12	0,03	0,67	0,09	2,22	1,42	4HA8 /ml
M_{yy}	16,99	0,12	0,08	0,73	0,09	5,74	1,12	5HA12 /ml

III.2.2.4. Vérification :

- **A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité:** Les conditions de non fragilité et de section min sont :

Pour un FeE400 :

Si $f_{c28} < 40$ Mpa $\rho_0 = 0.0008$

Pour une dalle rectangulaire : $\rho_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$\rho_y = 0$

- $e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ Vérifiée

- $\rho > 0.5 \Rightarrow \rho = 0.46 < 0.5$ Vérifiée

- $\rho_0 = 0.0008$ pour FeE400

- $A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e = 1.42 \text{ cm}^2$

$$- A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des barres :

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

- Vérification de cisaillement:

$$- V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.08 \times 1.5}{2} \frac{3.25^4}{1.5^4 + 3.25^4} = 8.67 \text{ Kn}$$

$$- \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.07 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• A L'ELS:

- État limite de compression du béton

Tableau III.23. Vérification d'état limite de compression du béton.

D [cm]	M _{ser} [KN.m]	yx [cm]	I [cm ⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{st} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]
12	4.81	2,74	2208,84981	5,96663E-16	238,13	240

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

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 5.65(y - 12)$$

$$y = 2.11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{12} h^3 + \frac{b}{3} y^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (2.11)^3 + 15 \times 1.51(12 - 2.11)^2$$

$$I = 25395.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \sigma_{bc} = 4.025 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 238.13 \text{ Mpa} \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \max(240; 110 \sqrt{n \times f_{tj}})\right]$$

$$= \min(240, 201.63) < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Calcul de la flèche:

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

$$y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15 \times (5.65 \times 12)}{(100 \times 14 + 15 \times 5.65)} = 7.07 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{h^3}{12} + bh \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 + nA(d - y_G)^2$$

$$I_0 = 100 \times \frac{14^3}{12} + 100 \times 14 \times \left(7.07 - \frac{14}{2} \right)^2 + 15 \times 1.51 (12 - 7.07)^2 = 23\,423,90 \text{ cm}^4$$

Tableau III.24. Vérification de la flèche

	Gi	Moment	σ_s	μ	If	f	f _{adm}	Δf
	[kN/m ²]	[kNm]			[cm ⁴]	[cm]	[cm]	[cm]
Gj	5,06	2,85	16,65	0,89	24 762,74	0,01	0,3	0,09
Gg	6,06	3,4	19,86	0,90	25 347,44	0,01		
Gp	9,56	5,37	31,37	0,94	24 707,63	0,09		
						0,06		

$$\Delta f_t = 0.09 \text{ cm} \approx 0 < f_{adm} = 0.3 \text{ cm}$$

Ferraillage de la dalle pleine :

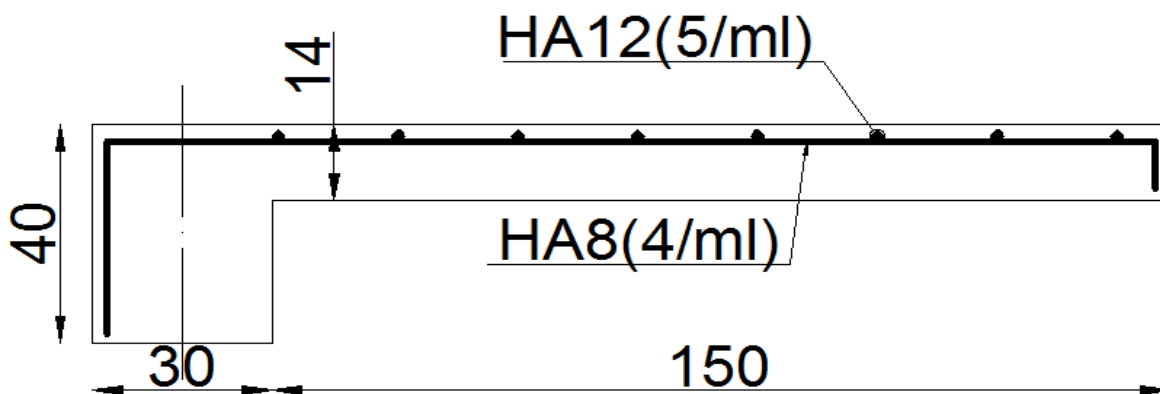


Figure III.9. schéma de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.3 : Etude des escaliers :

Calcul a L'ELU :

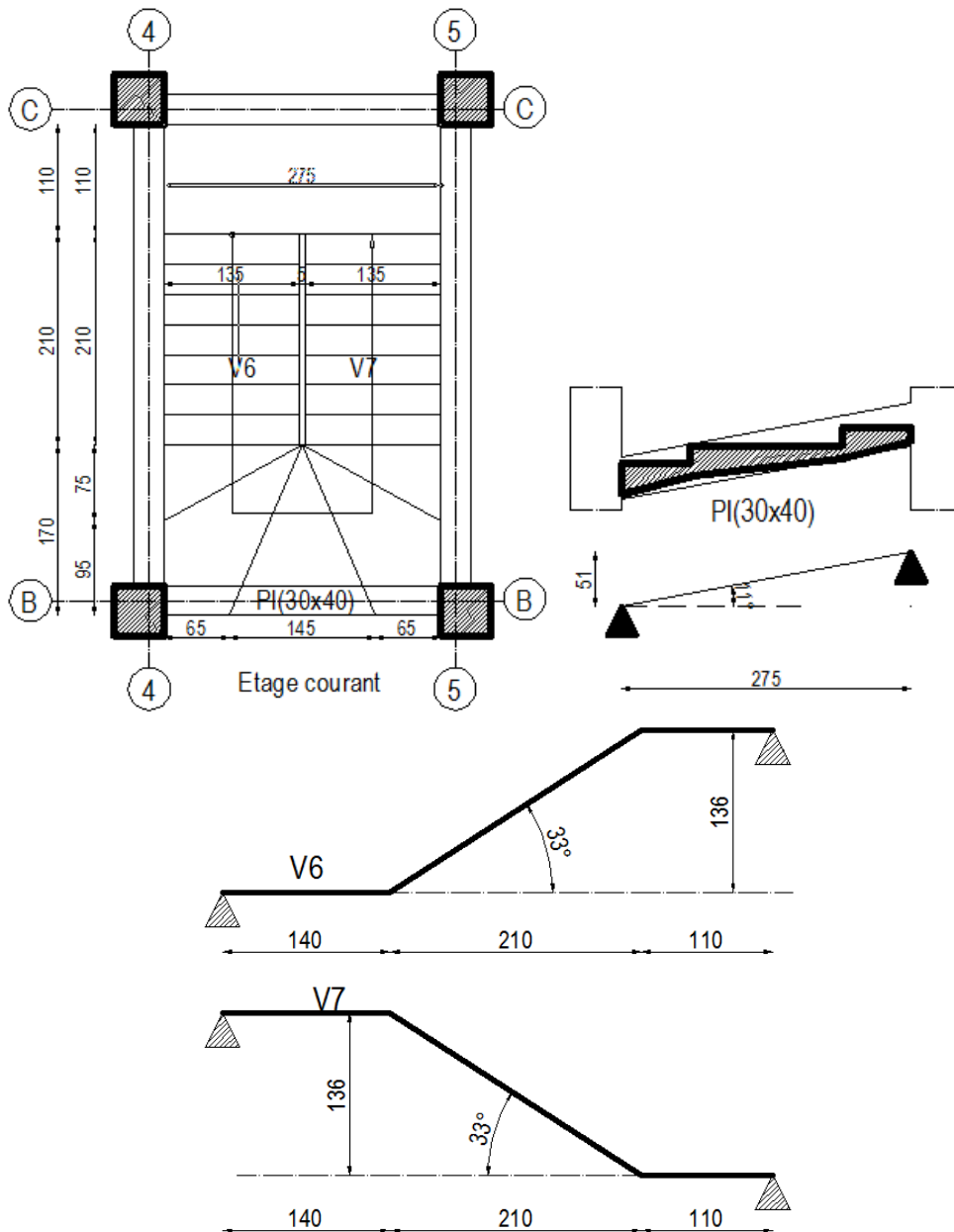


Figure III.10. schéma de différents types d'escaliers

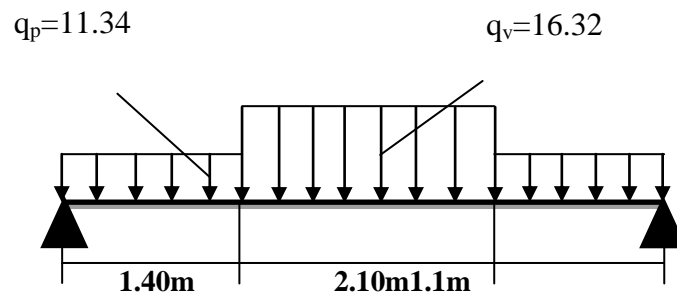
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.31) + (1.5 \times 2.5) = 16.32 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

- $q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.62) + (1.5 \times 2.5) = 11.34 \text{ KN/ml}$

- Schema statique:



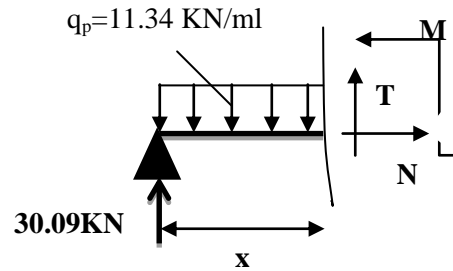
• Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

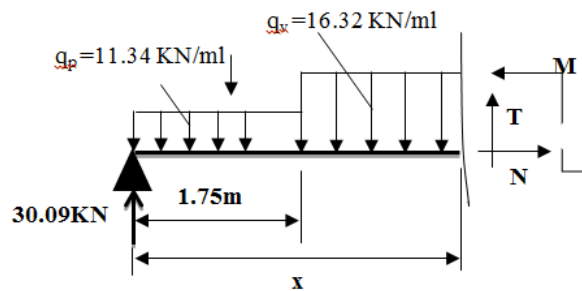
$$R_A = 30.09 \text{ KN.}$$

$$R_B = 32.53 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

• 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.40 \text{ m}$



$$M = 30.09x - 5.67x^2$$

$$T = 11.34x -$$

Figure III.11. Schémas statiques des charges sur l'escalier

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-30.09 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.40 \rightarrow \begin{cases} M=31.01 \text{ KN.m} \\ T=-14.21 \text{ KN} \end{cases}$$

• 2^{ème} tronçon : $1.40 \text{ m} < x < 3.50 \text{ m}$

$$M = -8.16x^2 + 37.06x - 4.9$$

$$T = 16.32x - 37.06$$

$$\text{Pour } x=1.40 \rightarrow \begin{cases} M=31 \text{ KN.m} \\ T=-14.21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 3.5 \rightarrow \begin{cases} M = 24.85 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = 20.06 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = \underline{2.27}$$

Donc $M^{\max} = 37.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 37.18 = -18.60 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 37.18 = 31.60 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

• Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Tableau de ferrailage de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu[KN.M]	μ_{bu}	A	Z[m]	A calculée [cm ² /ml]	A min [cm ²]	A adoptée [cm ² /ml]	S _t [cm]
31.60	0.098	0.129	0.014	6.48	2.15	6.79=6HA12	16.5
En appui							
18.60	0.058	0.074	0.014	3.81	2.15	4.52=4HA12	25

• Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 37.53 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau} > \tau \rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

• **Vérification des espacements :**

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 16.5 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.31 + 2.5 = 11.81 \text{ KN/ml}.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.62 + 2.5 = 8.12 \text{ KN/ml}.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A	R_B	X	M₀	M_{ser}	Y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
[KN]	[KN]	[m]	[KN.m]	[KN.m]	[cm]	[cm ²]	[MPa]	[MPa]	
En travée									
22.88	22.22	2.37	35.10	20.45	4.42	16536.08	5.46	15	Vérifiée
En appui									
22.88	22.22	2.37	35.10	-12.04	4.03	11896.14	4.07	15	Vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.17}{4.6} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans de l'escalier :

L [m]	A _s [cm ²]	M _{jser} [KN.m]	M _{gser} [KN.m]	M _{pser} [KN.m]	I [cm ⁴]	I ₀ [cm ⁴]
4.6	6.79	13.45	18.45	24.06	14260.6	245136
Y [cm]	I _{fji} [cm ⁴]	I _{fgi} [cm ⁴]	I _{fpi} [cm ⁴]	I _{fgv} [cm ⁴]	Δ _f [cm]	f _{adm} [cm]
4.6	130815	100766	85434	161429	2.18	9.2

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 2.24 + 1.84 - 1.20 - 0.70 = 2.18 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2.18 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4600}{500} = 9.2 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifier}$$

• Schéma de ferrailage :

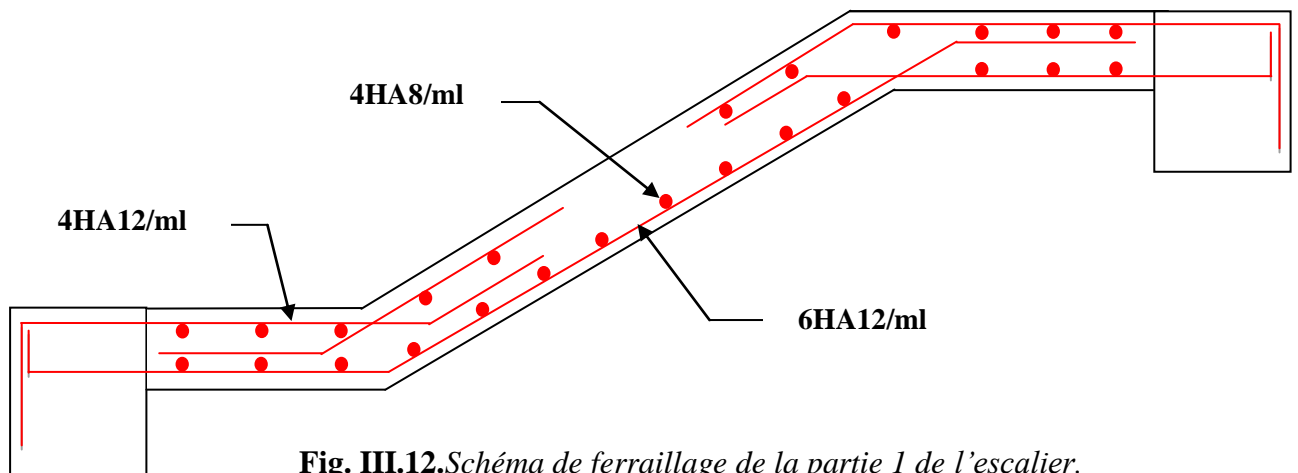


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

• Espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 18, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 6HT12, soit $S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9.31 + 2.5) = 11.81 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(11.81 \times 2.1^2) / 8] = 6.51 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 6.79) y - (15 \times 6.79 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1018.5 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 6049.60 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{6.51 \times 10^{-3}}{6049.60 \times 10^{-8}} \times 0.0442 = 4.75 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

la fissuration est peut nuisible donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.17}{2.1} = 0.081 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b*d} = 0.00679 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Ferraillage :**

$$A_{st}^x = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Etude de la poutre palière :**

La poutre palière se calcule à la flexion simple simple qui est due à son poids propre et à la torsion due au moment de torsion engendré par le poids de la volée et du palier qu'elle supporte.

Pré dimensionnement

Le pré-dimensionnement se fait en vérifiant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{16} < h < \frac{L}{10}$$

Avec : **L = 2,9m**

$$\frac{290}{16} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$18,125 \leq h \leq 29$$

Donc on va opter pour $\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

❖ Vérification des conditions de RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié ;} \\ h \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié ;} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.} \end{cases}$$

❖ Combinaison d'actions

$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

Poids propre de la poutre

$$G_{pt} = (0,30 \times 0,30 \times 25) = 2,25\text{KN/ml}$$

Poids du palier

$$G_{pl} = (1,4 \times G_p) = (1,4 \times 5.62) = 7.87\text{KN/ml}$$

Poids de la volée

$$G_v = (1,05 \times G_v) = (1,05 \times 9.31) = 9.77\text{KN/ml}$$

Poids du mur

$$G_m = (2.90 \times G_m) = (2.90 \times 2.62) = 7.59 \text{ KN/ml}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} q_{U1} = 1,35 \times (2,25 + 7.59 + 7.87 + 9.77) + 1,5 \times 2,5 \times (1,4 + 1,05) = 46.28 \text{ KN / m} \\ q_{U2} = 1,35 \times (7.87 + 7.59 + 2,25) + 1,5 \times 2,5 \times 1,4 = 29.16 \text{ KN / ml} \\ q_{S1} = (7.87 + 2,25 + 7.59 + 9.77) + 2,5 \times (1,4 + 1,05) = 33.60 \text{ KN / ml} \\ q_{S2} = (7.87 + 7.59 + 2,25) + 2,5 \times 1,4 = 21.21 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

1. Calcul de la poutre à la flexion.

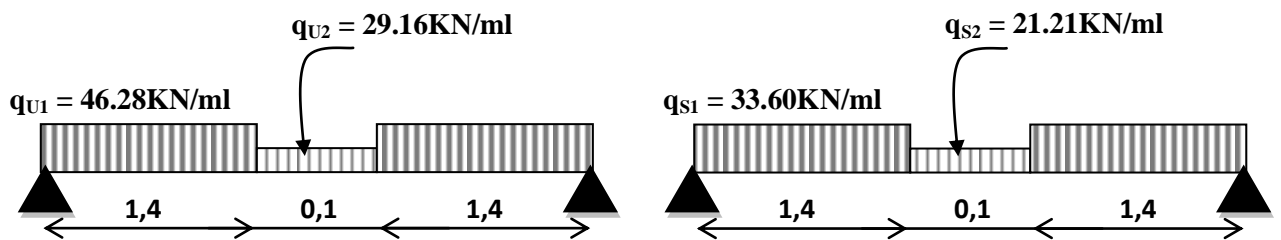


Fig. III.13. Schéma statique de la poutre palière à L'ELU et à L'ELS

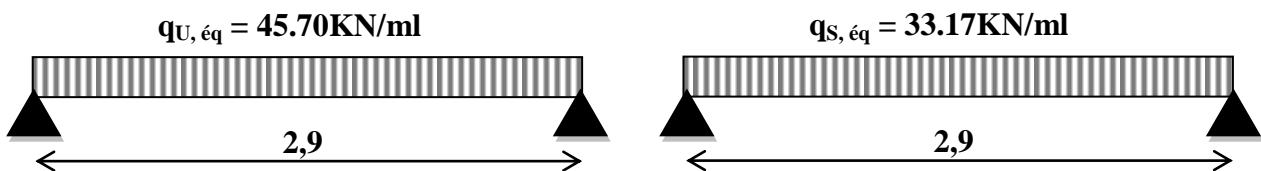
Calcul de « q » équivalente

$$q_{U, \text{éq}} = \frac{46.28 \times 2,8 + 29.16 \times 0,1}{2,9} = 45.70 \text{ KN / m}$$

$$\Rightarrow q_{U, \text{éq}} = 45.70 \text{ KN / m}$$

$$q_{S, \text{éq}} = \frac{33.60 \times 2,8 + 21.21 \times 0,1}{2,9} = 33.17 \text{ KN / m}$$

$$\Rightarrow q_{S, \text{éq}} = 33.17 \text{ KN / m}$$



Calcul des moments

La poutre palière est bi-encastée, et les moments ont comme suit :

$$\bullet \text{ A L'ELU } \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U \times l^2}{24} = \frac{45.70 \times 2,9^2}{24} = 16.01 \text{KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U \times l^2}{12} = \frac{45.70 \times 2,9^2}{12} = 32.02 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS } \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S \times l^2}{24} = \frac{33.17 \times 2,9^2}{24} = 11.62 \text{KN.m} \\ M_S^a = \frac{q_S \times l^2}{12} = \frac{33.17 \times 2,9^2}{12} = 23.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

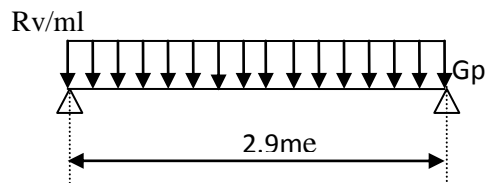


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière

- En travée.....Annexe (1).

$$M_t = 16.01 \text{KN.m}, f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

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

$$A_t = M_t / (z \times f_{st})$$

$$\mu_{bu} = 0,0041 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0041 < 0,186 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0,005$$

$$z = 0,299$$

$$A_t = 1.53 \text{cm}^2 \quad \text{On opte pour } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{cm}^2$$

- En appui

$$M_a = 32.02 \text{KN.m}, f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0,01$$

$$z = 0,299$$

$$A_a = 2,06 \text{cm}^2 \quad \text{On opte pour } 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{cm}^2$$

a. Vérification à l'ELU

a. 1. Vérification au cisaillement

$$V = \frac{q \times l}{2} = \frac{45,70 \times 2,9}{2} = 66,26 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{66,26 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,788 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,133 \times f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,788 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

a. 2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 2,26 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3,05 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

a. 3. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. 3. 1. L'influence sur le béton

$$V \leq V^{\max} = 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Tel que : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 28 = 25,2 \text{cm}$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 0,267 \times 0,252 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 504,63 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V = 66,26 \text{KN} < V^{\max} = 504,63 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

a. 3. 2. L'influence sur les armatures tendues

IL faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$66.26 + \frac{-32.02}{0.9 \times 0.28} < 0 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

b. Vérification à l'ELS

On a :

$$q_s = 33.17 \text{KN/ml}$$

$$M_s^t = 11.62 \text{KN.m}$$

$$M_s^a = 23.25 \text{KN.m}$$

b. 1. Etat limite de compression du béton

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

En appuis :

$$M_{ser} = 23.25 \text{KN.m}, d = 28 \text{cm}, b = 100 \text{cm}, A_a = 3,05 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 3,05 \times y - 15 \times 3,05 \times 28 = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.84 \text{cm}$$

$$\Rightarrow I = 23412,87 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.78 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

b. 2. Etat limite de déformation du béton

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{2,9} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,103 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11,62}{10 \times 34,90} = 0,033 \dots \text{Vérfié.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{33,17 \times 2,9^2}{8} = 34,90 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,05}{30 \times 28} = 0,0036 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Vérfié.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2. Calcul de la poutre à la torsion

2.1. Evaluation des sollicitations

Le moment de torsion est engendré par le palier et les volées.

Pour une section pleine, on remplace cette dernière par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.....**BAEL91 (Art. A. 5. 4. 2. 2).**

$$e = \frac{d}{6}; \text{ on doit vérifier que :}$$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{cr})^2 + (\tau_v)^2} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,133 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Telque :

$$e = \frac{d}{6} = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - \frac{b}{6}) \times (h - \frac{b}{6}) = 625 \text{ cm}^2$$

$$G_{pl} = (1,4 \times G_p) = (1,4 \times 5,62) = 7,87 \text{ KN/ml}$$

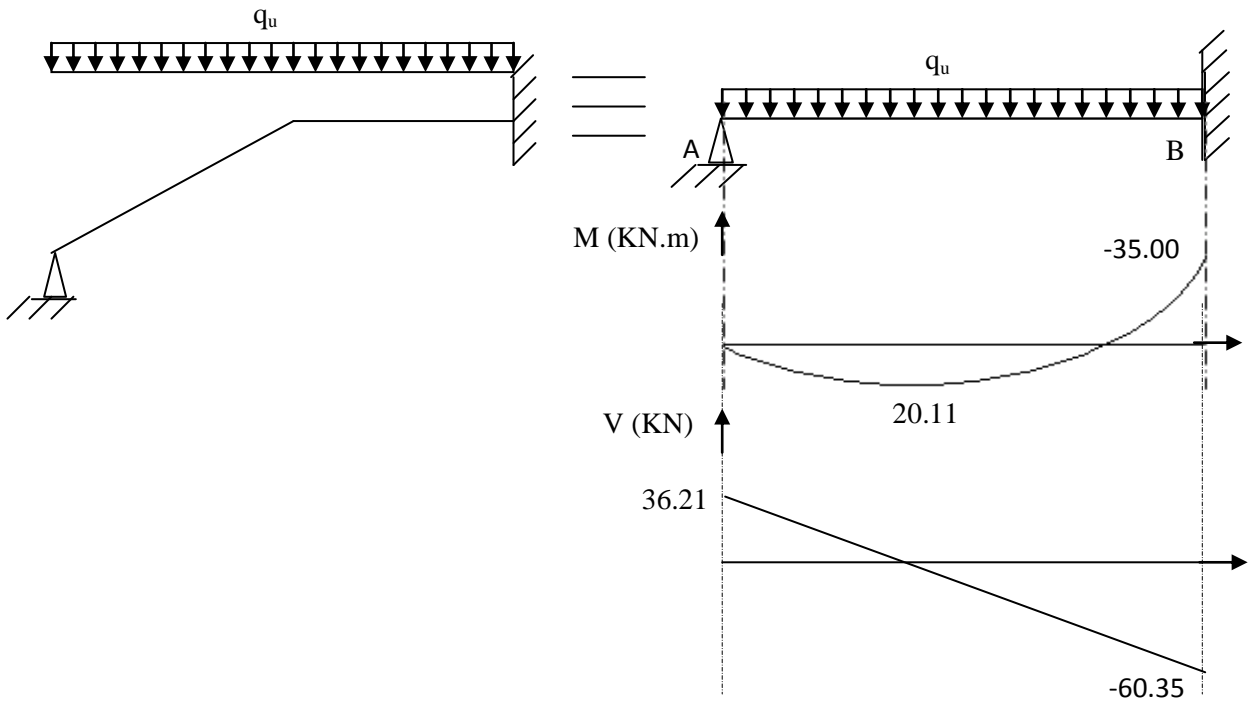
$$G_v = (2,1 \times G_v) = (2,1 \times 9,31) = 19,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pl} = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_v = 2,1 \times 2,5 = 5,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ueq} = \frac{1.35 \times (7.87 \times 1.4 + 19.55 \times 2.1) + 1.5 \times (3.5 \times 1.4 + 5.25 \times 2.1)}{3.5} = 26.91 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Seq} = \frac{(6.3 \times 1.4 + 16.21 \times 2.1) + (3.5 \times 1.4 + 5.25 \times 2.1)}{3.5} = 16.79 \text{ KN / ml}$$



Figur.III.15 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

$$Mx = \frac{q \times L}{2} \times \left(\frac{3}{4} - \frac{x}{L} \right)$$

$$\begin{cases} M_t = \frac{9 \times q \times L^2}{128} \\ \text{pour: } x = \frac{3 \times L}{8} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q \times L^2}{8}$$

$$V_A = \frac{3 \times q \times L}{8}$$

$$V_B = \frac{5 \times q \times L}{8}$$

$$Vx = q \times \left(\frac{3 \times L}{8} - x \right)$$

On s'intéresse aux efforts de torsion et tranchants agissant sur 1ml de poutre palière

$$M_{tr} = \frac{35.00}{1.4} = 25. \text{KN.m} \text{ et } V_{\max} = \frac{60.35}{1.4} = 43.11 \text{KN}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4.00 \text{MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{43.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.513 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{(4.00)^2 + (0.513)^2} = 4.03 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 4.03 \text{MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifié}$$

Les dimensions de la section transversale sont insuffisantes pour transférer les contraintes de cisaillement résultantes.

Solution :

On augmente la section de la poutre palière à (b=35cm et h=35cm).

On aura :

$$e = 5.83 \text{cm} ; \Omega = 850.69 \text{cm}^2$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = 2.52 \text{MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.43 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.52 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Conclusion :

Le calcul le plus défavorable est celui de la torsion → le ferrailage de la poutre palière se fera à la torsion.

2.2. Calcul des armatures

Les armatures longitudinales

$$Al = \frac{Mtr \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$u = 2 \times ((h - e) + (b - e)) = 2 \times ((35 - 5) + (35 - 5)) = 116.68 \text{ cm}$$

$$Al = \frac{25.00 \times 1.1668 \times 1.15}{2 \times 850.69 \times 10^{-4} \times 400} = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$Al = 4.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm²

Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L, \min}; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1.4; 3.5)$$

$$\phi \leq 1 \text{ cm}$$

On opte pour $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ et on prend $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'espacement des armatures transversales

Calcul de S_t :CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t2} \leq 57.42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{35 \times (0.86 - 0.3 \times 25)} = -0.36 \text{ cm}$$

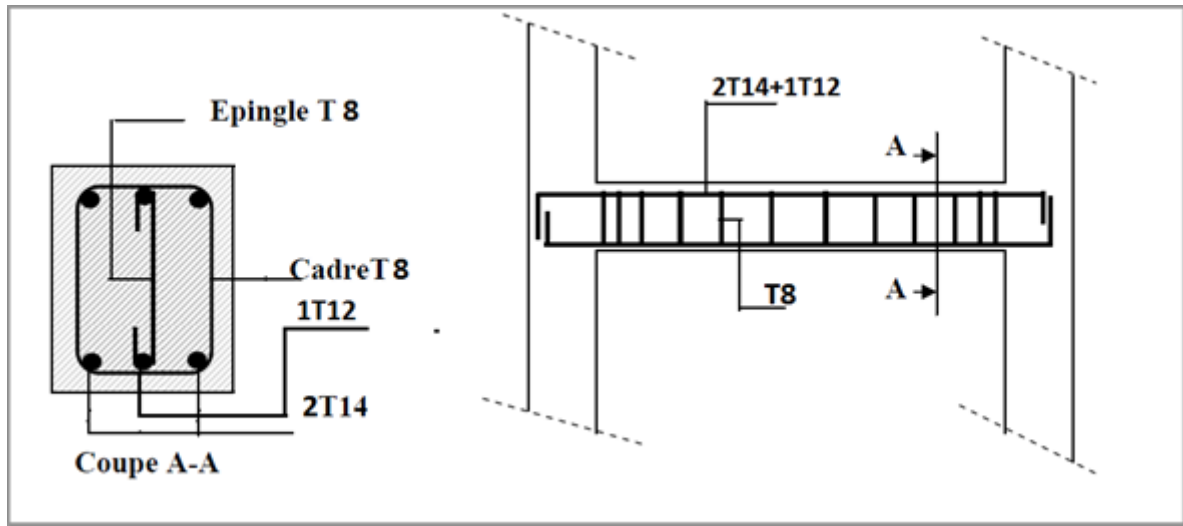
$$S_{t3} \leq 0$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Exigences du RPA : Article (7.5.2.2)

$$- \text{ Zone nodale: } \begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_t\right) \\ \text{ Avec } \varphi_t : \text{ Le petit diamètre des armatures longitudinale} \\ S_t \leq \min(8.75; 12 \times 1.4) = 8.75 \text{ cm} \\ \text{ Soit } S_t = 8 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Zone courante:
$$\begin{cases} S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \\ \text{Soit } S_t = 15\text{cm.} \end{cases}$$
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'encastrement.

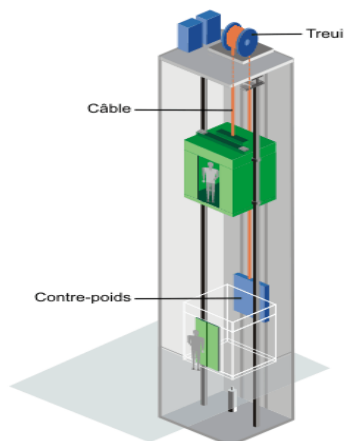


Figur.III.16 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 : Etude de l'Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



FigIII.17: Schéma d'un ascenseur mécanique

Les caractéristiques :

$V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$: charge due à la salle de machine.

$D_m = 82\text{ KN}$: charge due au poids propre de la
L'ascenseur.

$F_c = 102\text{ KN}$: charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 32m.

$B_s \times T_s = 160 \times 170$ dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 Kg.

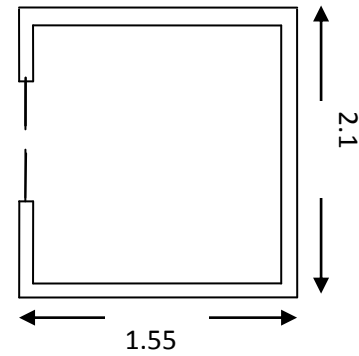


Fig. III.18. Cage de l'ascenseur

La dalle de la cage de l'ascenseur est faite en dalle pleine avec une épaisseur de la dalle $e = 14\text{cm}$

1/ Etude de la dalle au-dessous ascenseur

II.8.1. Evaluation des charges et des surcharges :

Poids propre de la dalle : $G_1 = \rho \times v = 25 \times 0.14 = 3.5\text{ KN/m}^2$

Poids propre revêtement : $G_2 = \rho \times v = 22 \times 0.05 = 1.1\text{KN/m}^2$

Réactions de la cuvette $G_{\text{cuvette}} = 102 / 3.25 = 31.38\text{ KN/m}^2$

$G_t = 3.5 + 1.1 + 31.38 = 35.98\text{KN/m}^2$

$Q = 1.5\text{ KN/m}^2$ (local technique)

$q_u = 1.35G_t + 1.5Q$

$q_u = 50.82\text{ KN/m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,55}{2,1} = 0.74 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

- Calcul à l'ELU :

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 8.09\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 4.00\text{KN.m} \end{cases} \text{ (Annexe E2)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, e= 14cm

Remarque :

La dalle est continue et les deux travées « x » set « y » sont intermédiaires

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (8.09) = 6.88 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (4.00) = 3.4 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (8.09) = 2.43 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (4.00) = 1.2 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0.15) m².

TableauIII.28. ferrailage de la dalle de la dalled'ascenseur.

Position	sens	μ_{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{Choisie}	S _t
				[m]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm]
En travée	X-X	0,0322	0,0409	0,118	1,60	1,26	4HA8=2.01	25
	Y-Y	0,0159	0,020	0,119	0,784	1,26	4HA8=2.01	25
En appui	X-X	0,0114	0,0143	0,119	0,559	1.44	4HA8=2.01	25
	Y-Y	0,0056	0,007	0,120	0,275	1.44	4HA8=2.01	25

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{140}{10} = 14$ cm.....vérifiée

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour h>12 cm et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Donc : En travée

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.74}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.26 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU:**

- **cisaillement:**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{14.39 \times 4.95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.74}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 25.94 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{25.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.19 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 3.037 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 1.221 \text{ KN}$$

Calcul à l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{2.1} = 0.74 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$q_s = g + q = 53.98 + 1.5 = 55.48 \text{ kn/m}^2$$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x \Rightarrow M_x = 0.0696 \times 55.48 \times 1.55^2 = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6315 \times 9.27 = 5.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

État limite de compression du béton : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa})$

Moments en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 4.97 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_a^x = 0.3M_x \Rightarrow M_a^x = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3M_y \Rightarrow M_a^y = 1.755 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Tableau.III.29. Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur:

		M _{ser}	I	y	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
			[cm ⁴]	[cm]	[MPa]	[MPa]	
Travée	X-X	7.87	3239.4	2.405	3,955	15	Vérifiée
	Y-Y	4.97	3239.4	2.405	2,498	15	Vérifiée
Appui	X-X	2.78	3239.4	2.405	1,396	15	Vérifiée
	Y-Y	1.75	3239.4	2.405	0,881	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

On a une fissuration peut nuisible (F.P.N) alors la vérification n'est pas nécessaire.

III.4. Etude de la salle de machine :

Le bâtiment comprend une seul cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement (V=1m/s) .La surface de la cabine est de S=3,25 m² , La charge total transmit par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes.

III.4.1 Caractéristique de l'ascenseur :

$$L_x=1.55\text{m}, L_y=2.1\text{m}, S=3,25 \text{ m}^2$$

- Charge nominal, la surface et le poids total :

Les constructeurs précisent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

Charge : 630Kg ↔ (8personnes)

Poids total

$$P=82+15=97 \text{ kN/m}^2$$

$$Q=1.5+6.3= 7.8\text{kN/m}^2$$

$$P_u=142.65 \text{ kN/m}^2$$

La surface de la cabine $S=2.25\text{m}^2$

La vitesse $V=1\text{m/s}$.

III.4.2.Calcul de la dalle pleine du local machinerie :

a)Pré dimensionnement :

Dans notre cas c'est un panneau isolé $\rho = \frac{L_x}{L_y} \rho = \frac{1.55}{2.1} = 0.74$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad h_t \geq \frac{L_x}{30} \quad h_t = \frac{1.55}{30} h_t = 51\text{cm}$$

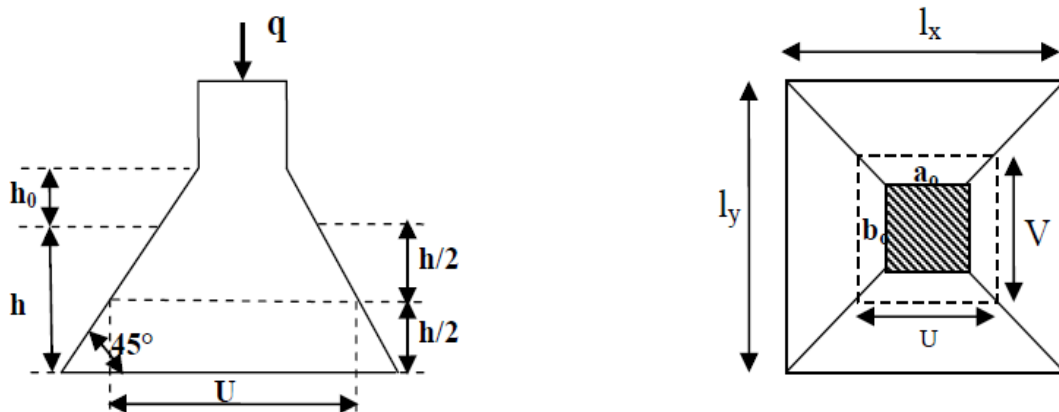


Fig.III.19.Schéma représentant la surface d'impact.

On a
$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

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

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

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v :Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80cm$ fiche technique

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$. car le revêtement est aussi solide que le béton.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 110.2cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 110.2cm. \end{cases}$$

b) Fonctionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rho = \frac{1.55}{2.1} = 0.74$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \leftrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

c) Calcul des moments M_{xl} et M_{yl} :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ses 4 cotés.

Les moments selon l'axe des x et l'axe des y sont données par :

$$M_{x1} = q_u(M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{x2} = q_u(M_1 + \gamma M_1)$$

Avec : γ coefficient de poisson ($\gamma = 0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS)

$M_1 M_2$: Coefficient déterminé à partir des rapports $(\frac{u}{L_x})$ et $(\frac{v}{L_y})$ dans les abaques de PIGEAUD. (Annexe E2)

c-1) Détermination de $M_1 M_2$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rho = \frac{1.55}{2.1} = 0.74$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110.2}{155} = 0.71$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110.2}{210} = 0.52$$

Pour $\rho = 0.74$

$$g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97KN$$

Q=6.3

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.95 \text{ KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont données par les **abaques de Pigeaud** en fonction de :

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0.093 \\ M_2 = 0.054 \end{cases} \text{ (Annexe E1)}$$

c-2) Calcule a l'ELU :

$$\gamma = 0$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 97 + 1.5 \times (6.3 + 1.5) = 142.65 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140.06 \times 0.093 = 13.02 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 140.06 \times 0.054 = 7.56 \text{ KNm} \end{cases}$$

d) Calcule des moments du au poids propre de la dalle $M_{x2}M_{y2}$ à l'ELU :

$$\rho = 0.74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \text{ (Annexe E I).}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2, M_{x2} = 0.997 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}, M_{y2} = 0.49 \text{ KNm}$$

e) Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.01 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.05 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travées et ou appuis pour les deux sens :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 12.91 = 11.90 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 9.85 = 6.84 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_x^a = 0.3 \times 12.91 = 4.20 \text{ KNm}$

$M_y^a = 0.3 \times 9.85 = 2.41 \text{ KNm}$

III.4.3. Ferrailage de la dalle :

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

$B=1 \text{ c}=2\text{cm h}=14\text{cm d}=12\text{cm}$

Tableau III.30 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.

	M_t	M_a	A_t calculé	A_t^{\min}	A_a calculé	A_a^{\min}	A_t adopté	A_a adopté
	[KN.m]	[KN.m]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]	[cm ² /ml]
Sens x-x	11.90	4.20	1,66	1.57	0.85	1.57	4T10=3.14	4T8=2.01
Sens y-y	6.84	2.41	1,66	1.6	0.61	1.74	4T10=3.14	4T8=2.01

III.4.4 Verification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art.B.7.4./BAEL91) :

➤ Sens x-x

$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec W_0 : pourcentage d'aciers minimal règlementaire

Pour FeE400 → $W_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \frac{1}{2} b h W_0 (3 - 0.73) = \frac{1}{2} (100 \times 14) \times 0.008 \times 2.27$$

$$A_x \geq 1.27 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{\min} < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

➤ Sens y-y :

$$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0$$

$$A_y \geq bhW_0 = (100 \times 14) \times (0.0008) = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

b) Ecartement des barres :(Article.A.8.2.42/BAEL99)

• **Sens principal :**

$$\text{Charge concentrée : } S_{t\max} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On a } S_t = 20 \text{ cm} < S_{t\max} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

• **Sens secondaire :**

$$S_{t\max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) =$$

$$\text{On a } S_t = 20 \text{ cm} < S_{t\max} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

c) Vérification du poinçonnement :(Article.A.5.2.42/BAEL91)

$$P_u \leq 0.045 U_c h \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : hauteur ou épaisseur de la dalle

P_U : Charge de calcul à l'ELU.

$$\text{On a } U_c = 2(U + V) = 4.4 \text{ m}$$

$$h = 0.14 \text{ m}$$

$$P_U = 1.35(97) = 130.95 \text{ KN}$$

$$P_U \leq (0.045 \times 4.4 \times 0.14) \times \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 10^3 = 462 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \text{ Pour les fissurations peut nuisibles}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25; 5\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}.$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{90}{3 \times 2.1} = 14.28\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.28 \times 10}{100 \times 12} = 0.119\text{Mpa}$$

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

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{(2L_y + L_x)} = \frac{90}{(2 \times 2.1 + 1.55)} = 15.65\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.65 \times 10}{100 \times 12} = 0.13\text{Mpa}$$

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

e) **Diamètre maximal des armatures :** (Article.A.8.2.42/BAEL99)

On doit vérifier $\Phi \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{mm}.$

$\Phi = 10\text{mm} \leq 14\text{mm}$ condition vérifié

III.4.5.Vérification à l'ELS :

a) **Evaluation des moments :**

a.1) **moment engendré par le système de levage :**

On a $q_s = p = 97\text{KN}, \gamma = 0.2,$

$$\begin{cases} M_1 = 0.093 \\ M_2 = 0.054 \end{cases}$$

$$M_{x1} = P_s(M_1 + \gamma M_2) \leftrightarrow M_{x1} = 97 \times (0.093 + 0.2 \times 0.054) = 10.06\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s(M_2 + \gamma M_1) \leftrightarrow M_{x2} = 97 \times (0.054 + 0.2 \times 0.093) = 7.04\text{KN.m}$$

a.2) moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$G_d = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN/m}^2$$

$$Q_s = G_d + Q = 3.75 + 7.8 = 11.55 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x \Rightarrow M_x = 0.0633 \times 11.55 \times 1.55^2 = 1.75 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.4983 \times 1.75 = 0.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

a.2) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.06 + 1.75 = 11.81 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{x2y2} = 7.04 + 0.87 = 7.91 \text{KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients de réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

Sens x-x et y-y :

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 11.81 = 10.03 \text{KNm} \quad \text{et} \quad 0.85M_y = 0.85 \times 7.91 = 6.72 \text{KNm}$$

$$M_{app} = 0.30M_x = 0.3 \times 11.81 = 3.54 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad 0.3M_{xy} = 0.3 \times 7.91 = 2.37 \text{KNm}$$

b) Vérification des contraintes dans les bétons et les aciers :

b-1) Dans le béton :

• Sens x-x :

En travée : $M_{st} = 10.03 \text{KN.m}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \quad K_1 = 48.56$$

D'où

$$\sigma_{st} = \frac{10.03 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 289.65 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{289.65}{48.56} = 5.96 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$... condition vérifié.

Aux appuis : $M_{st} = 3.54 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{3.54 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 102.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{99.34}{48.56} = 2.10 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$... condition vérifié.

- **Sens y-y:**

En travée :

$$M_{st} = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.72 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 194.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{2194.06}{48.56} = 4 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$... condition vérifié.

Aux appuis :

$$M_{st} = 2.37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.37 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 68.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{68.44}{48.56} = 1.40 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$... condition vérifié.

b.2) Dans l'acier : Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

Remarque : Une vérification vis à vis le séisme est nécessaire pour les murs de la salle machine, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel SAP.

- **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{155} = 0.93 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.05 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Schéma de ferrailage :

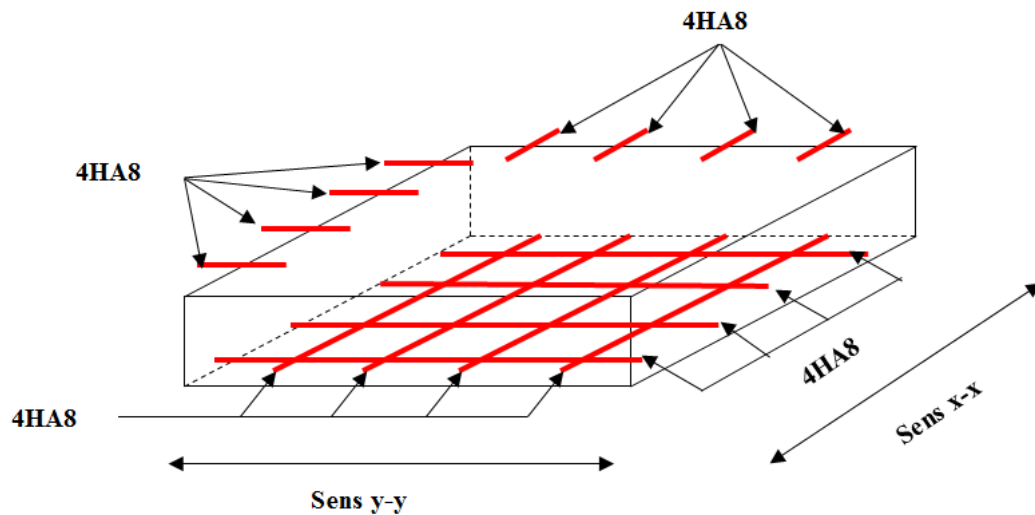


Fig. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

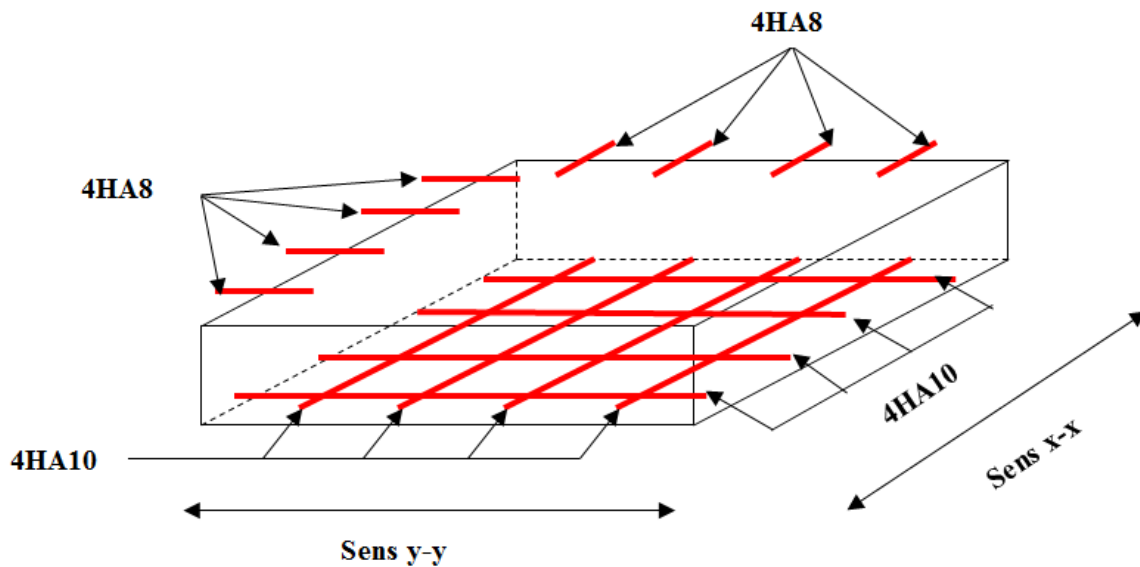


Fig. III.21. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.5. Etude de l'acrotère :

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

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

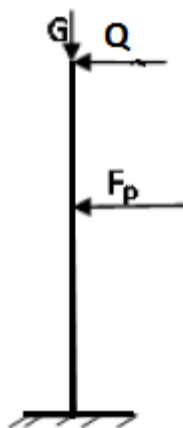


Figure.III.22. Schéma statique de l'acrotère.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :(DTR B C 2 2)

La surface : $S = 0.0775\text{m}$

Béton armé : $G1 = (\rho \times S) = 1,93 \text{ KN/ml}$.

Enduit de ciment 2 cm : $G2 = 1.32 \text{ KN/ml}$.

$G = G1 + G2 = 1.93 + 1.32 = 3.26 \text{ KN/ml}$

La charge permanente : **$G = 3.26 \text{ kn/ml}$**

➤ La surcharge d'exploitation est une

La charge d'exploitation (horizontale) $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

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

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

III.5.2.1.Charge verticale :

Tableau III.31. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur	Epaisseur	Surface	Poids propre	Enduit ciment	G Total	Q
[cm]	[cm]	[m ²]	[KN/ml]	[KN/ml]	[KN/ml]	[KN/ml]
60	10	0.0775	1.93	1.32	3.26	1.00

III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3.26KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.26 \Rightarrow F_p = 1.25KN$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0817m \\ Y_G = 0.3554m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.26KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.25 \times 0.35 \Rightarrow M_{F_p} = 0.44KN.m \end{cases}$$

Tableau III.32. *Combinaisons d'action de l'acrotère.*

	ELU accidentel	ELU durable	E L S
Sollicitations	G + Q + F _p	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N [KN]	3.26	4.40	3.26
M [KN.m]	1.04	0.81	0.6
e [m]	0.31	0.18	-----

Calcul de l'excentricité:

$$\text{Avec : } e_0 = \frac{Mu}{Nu}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On calcul l'excentricité réelle pour corriger le moment de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm ; 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.00864 \text{ m}$$

*/ Durable (1.35G+1.5Q)

$$D'où : e = 0.31 + 0.02 + 0.00864 = 0.34 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.26 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.26 \times 0.34 = 1.108 \text{ KN.m}$$

*/ Accidentelle (G+Q+E)

$$D'où : e = 0.18 + 0.02 + 0.00864 = 0.20$$

$$N_u = 4.40 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.40 \times 0.20 = 0.90 \text{ KN.m}$$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

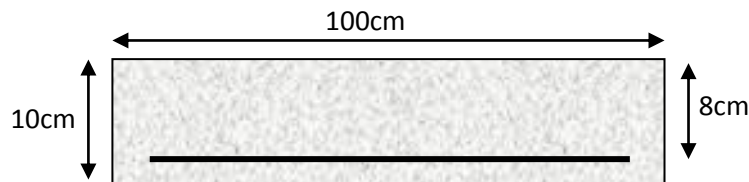


Fig. III.23. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_{u+} + N_u(d-h/2) = 1.04 + 3.26(0.08 - 0.1/2) = 1.138 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0125 < \mu_1 = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0157; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.08 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.138 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.40 \times 10^{-4} - \frac{3.26 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- La condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} (4\text{HA}8 / \text{ml}).$$

- Vérification au cisaillement :

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

$V_u = F_p + Q = 1.25 + 1 = 2.25 \text{ KN}$. (G+Q+E avec F_p et Q verticales et G horizontale)

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.25 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.028 \text{ MPa} .$$

Fissuration(Préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (3.26 ; 4) \text{ MPa} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec $\gamma_b = 1.15$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20.00 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$V_u = F_p + Q.$$

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

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.311 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Vérifiée.}$$

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 3.26 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable est :

1. contrainte limite de l'acier

2. contrainte limite de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y_{ser}}{\mu_t} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] = 240 \text{ M (Art A.4.5.32)[1]}$$

Position de l'axe neutre :

e_A : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3.26} = 0.184 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.184 = -0.134 \text{ m}$$

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

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

Avec :

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (0.134)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 - 0.134}{1} \Rightarrow P = -0.0499 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (0.134)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.134)^2}{1} \Rightarrow q = -0.0047 \text{ m}^3$$

Tel que :

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

On trouve : $y_c = 0.251 \text{ m} \rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.117 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.86 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.586 \times 10^{-3}} \times 0.117 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.119 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.586 \times 10^{-3}} \times (0.08 - 0.117) \Rightarrow \sigma_s = 0.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

Calcul des contraintes

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2)$$

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (0.117)^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (8 - 0.117)^2 = 1873.62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{3.26 \times 10^{-3} \times 0.251}{1873.62 \times 10^{-8}} = 43.67 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 43.67 \times 0.0117 = 0.52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifié.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 43.67 \times (0.08 - 0.0117) = 44.73 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

a) Vérification au flambement:

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

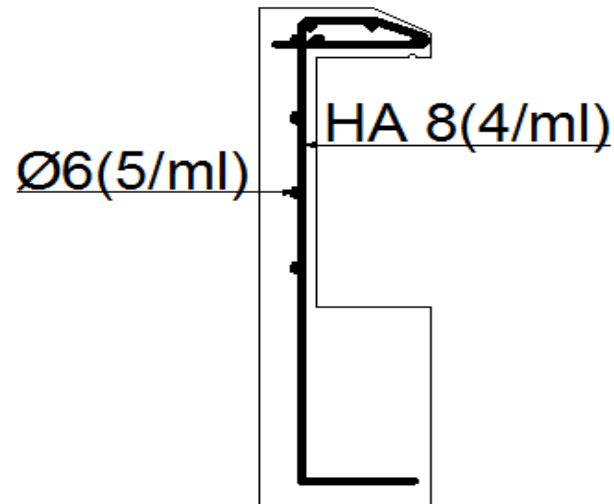


Figure. III.24. *Schéma de ferrailage de l'acrotère*

III.7 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.

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de l'énormité des pertes causées par le séisme, l'étude du comportement de la construction sous l'action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique et politique.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le **SAP2000.V.14.2** qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2. Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques (RPA99) préconisent deux méthodes de calcul.

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente:

IV.2.1.1. Principe de la méthode:

Art (4.2.1) [4]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2. Calcul de la force sismique:

Art (4.2.3) [4]

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le Tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

{	Zone IIa	}	$\Rightarrow A = 0.15$
	Groupe d'usage 2		

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction.

Donc : $R = 5$

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec :

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

Donc $Q_x = Q_y = 1.15$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec:

- n : nombre de niveaux
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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. **Tableau4.5 (RPA99/2003)**

$\beta = 0.20$: Pour les bâtiments à usage bureaux et d'habitation.

$\beta = 0.60$: Pour les bâtiments à usage parking.

$W = 49482,593\text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec T_1 ; T_2 : Période caractéristiques associée à la catégorie du site qui sont données par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

- D'après le rapport du sol, le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S3 (Sol meuble) selon le RPA.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{Art: 4.2.3}) [4]$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages; voir **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

$$\text{On prend : } \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

T: Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante:

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \right. \quad \left. 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right. \quad \text{(Art 4.2.4) [4]}$$

Avec:

h_N : Hauteur totale à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 37.06 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement, voir **Tableau 4.6 (RPA99/2003)**

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_C = 0.05 \times 37.06^{3/4} = 0.751 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

D: la largeur du bâtiment mesuré à la base dans chaque direction.

$$L_x = 25.55 \text{ m} \quad , \quad L_y = 18.45 \text{ m}$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05(37.06)^{3/4} = 0.75 \\ \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.09 \times \frac{37.06}{\sqrt{25.55}} = 0.66 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{37.06}{\sqrt{18.45}} = 0.78 \text{ s} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Soit : $T_x = 0.66 \text{ s}$ et $T_y = 0.75 \text{ s}$

$$T_2 < T_x < 0.3 \text{ s} \text{ et } T_2 < T_y < 0.3 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.68 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.75} \right)^{2/3} = 1.51 \end{array} \right.$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{Sx} = 1.3 \times 0.68 = 0.858 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.78 = 1.014 \text{ s} \end{array} \right.$$

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

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

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.15}{5} \times 49482.59 = 2868.001 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.15}{5} \times 49482.59 = 2577.79 KN$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

IV.2.2.1. Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a. les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4. Les valeurs de T (périodes) calculées à partir d'un modèle numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.2.3 Modélisation et résultats:

a. Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Art 4.3.3}) [4]$$

- Schéma du spectre de calcul :

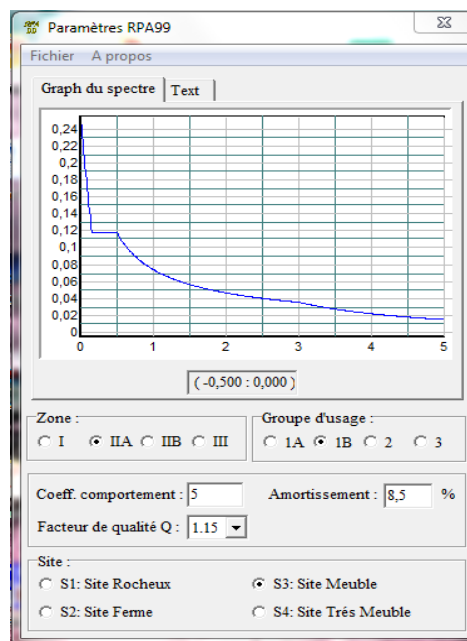


Figure IV.1. Spectre de repense.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

b. Disposition des voiles:

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante:

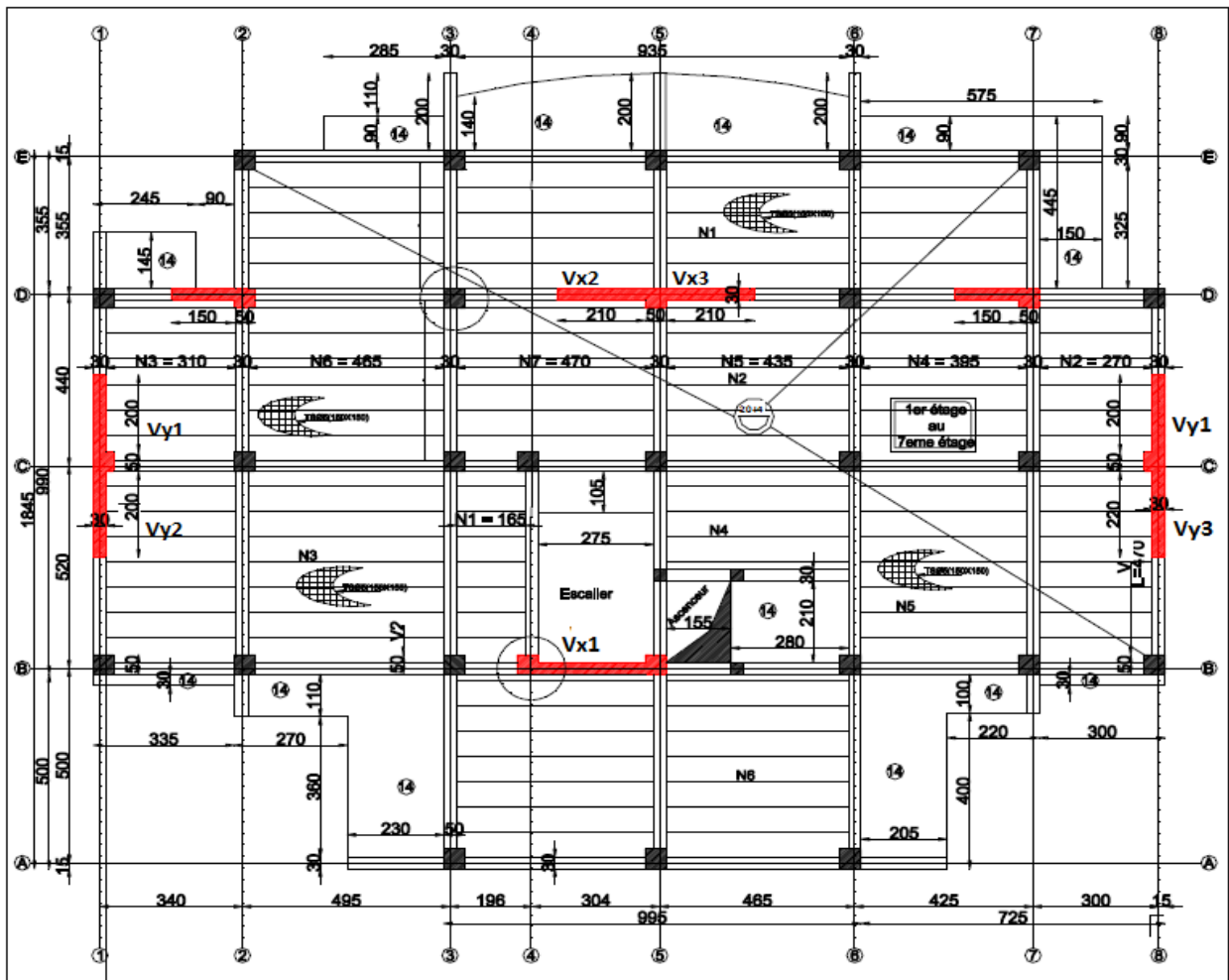


Figure IV.2. Disposition des voiles

Résultats obtenus:

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau VI.1. Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	Cumulative SUM	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	%	
modal	Mode	1	0,95722	0,00054	0,70643	0,05%	70,64%
modal	Mode	2	0,845711	0,68594	0,70672	68,59%	70,67%
modal	Mode	3	0,719481	0,68687	0,72328	68,69%	72,33%
modal	Mode	4	0,483288	0,71765	0,72347	71,77%	72,35%
modal	Mode	5	0,456151	0,72026	0,72351	72,03%	72,35%
modal	Mode	6	0,305598	0,72028	0,84421	72,03%	84,42%
modal	Mode	7	0,265194	0,84277	0,84423	84,28%	84,42%
modal	Mode	8	0,227498	0,84313	0,84464	84,31%	84,46%
modal	Mode	9	0,178055	0,84342	0,8823	84,34%	88,23%
modal	Mode	10	0,172844	0,84679	0,8837	84,68%	88,37%
modal	Mode	11	0,162809	0,84713	0,88386	84,71%	88,39%
modal	Mode	12	0,142292	0,89004	0,88745	89,00%	88,75%
modal	Mode	13	0,127321	0,89692	0,9021	89,69%	90,21%
modal	Mode	14	0,111512	0,89692	0,91832	89,69%	91,83%
modal	Mode	15	0,101214	0,89692	0,91856	89,69%	91,86%
modal	Mode	16	0,097066	0,90093	0,91927	90,09%	91,93%
modal	Mode	17	0,093775	0,91997	0,92015	92,00%	92,02%
modal	Mode	18	0,089491	0,91997	0,92041	92,00%	92,04%
modal	Mode	19	0,088123	0,92027	0,93198	92,03%	93,20%
modal	Mode	20	0,086956	0,92039	0,93208	92,04%	93,21%

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes:

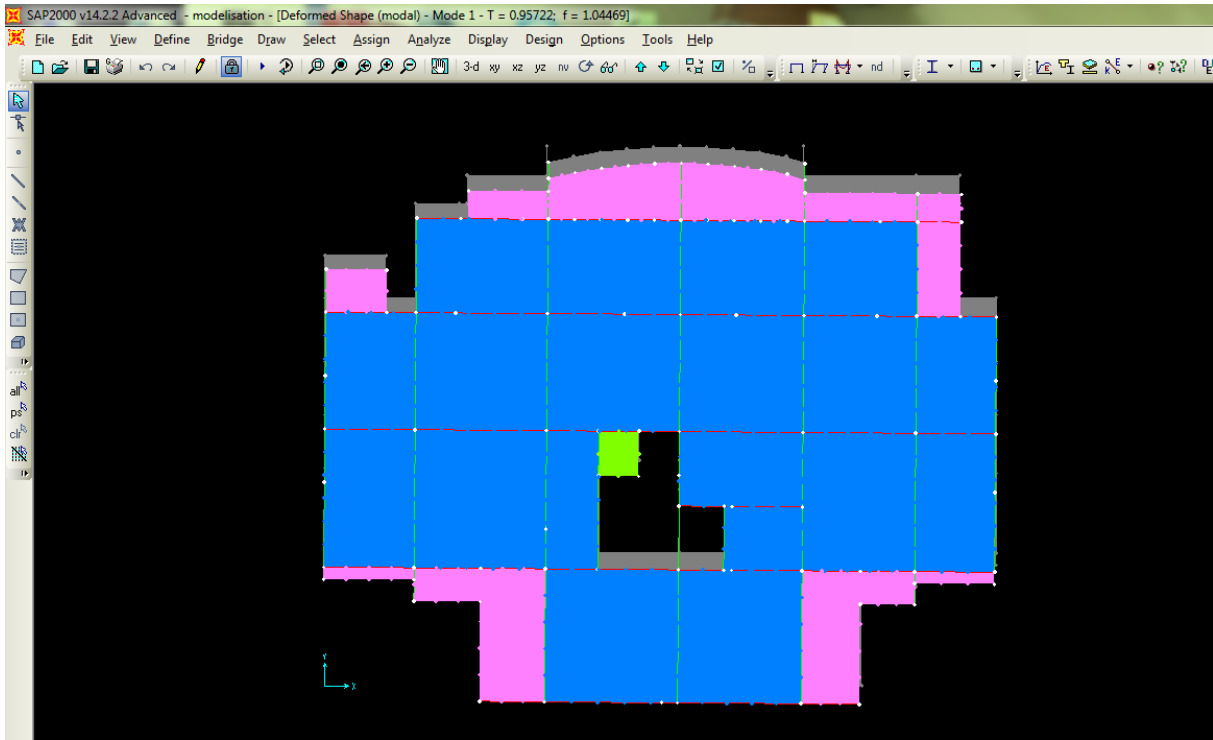


Figure VI.3. 1^{er} mode (translation suivant YY)

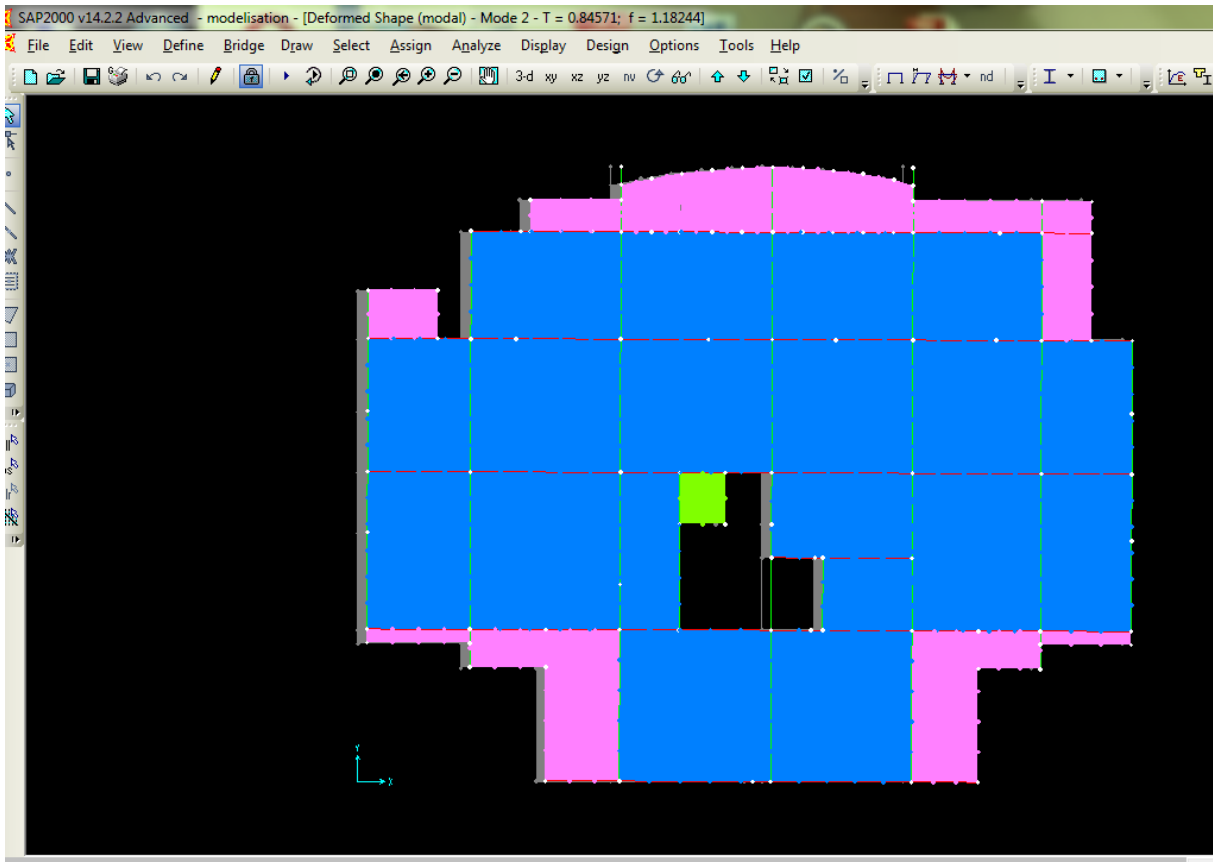


Figure VI.4. 2^{ème} mode (translation suivant XX)

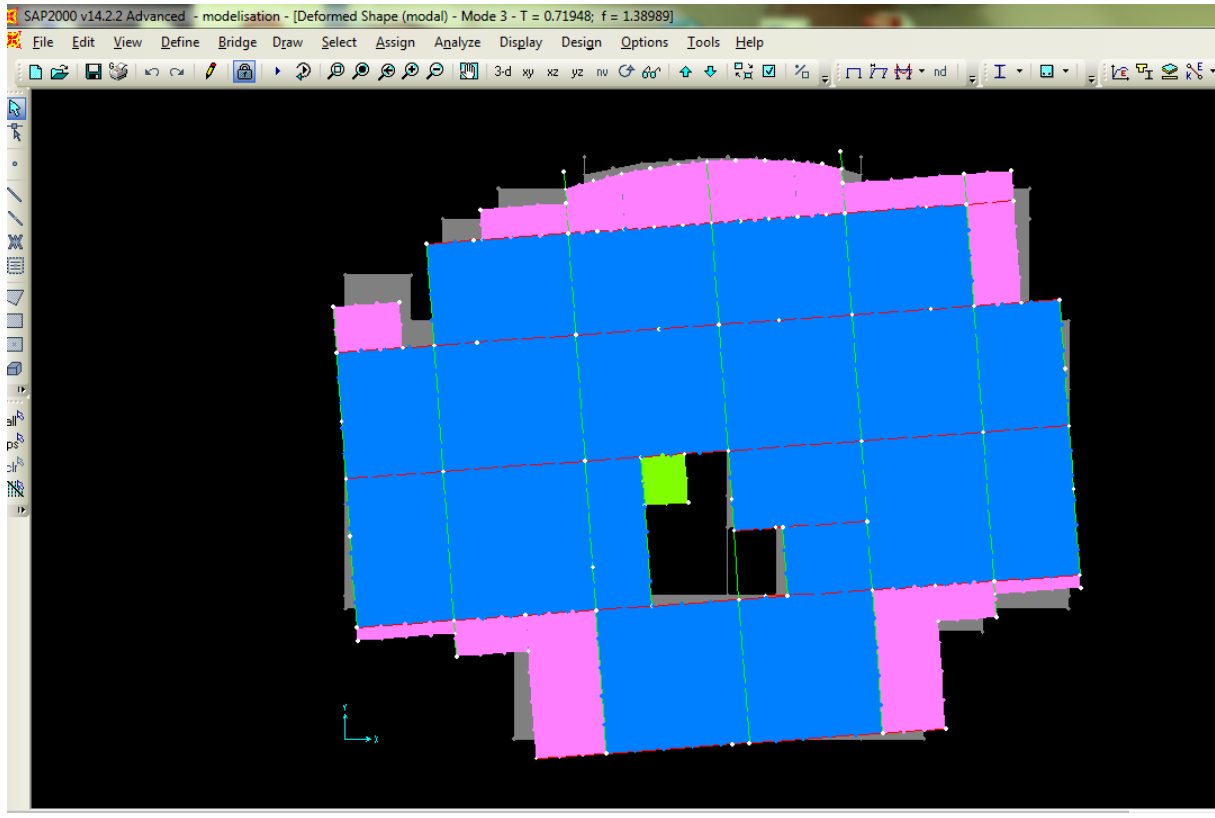


Figure VI.5. 3^{ème} mode (torsion autour de ZZ)

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces sismique

	V_{dyn}	$0.8V_{sta}$	Observation
Sens X-X	2244,32	2294.4	non vérifié
Sens Y-Y	2130,51	2062.23	vérifiée

- **Analyse des résultats :**

L'effort $V_{Dynamique} > 0,8V_{Statique}$ selon (Y-Y) mais pas selon(X-X) donc les paramètres de la réponse calculés seront pas majorés selon ce sens.

Dans le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la repense de $\frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1.038$

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismique après majoration

		V_{dyn}	$0.8V_{sta}$	Observation
Sens	X-X	2380.84	2294.4	vérifiée

- **Justification de l'interaction Voiles-Portiques :**
 - **Sous charges verticales:**

Tableau IV.4. Vérification sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en [KN]			Pourcentages repris [%]	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Base	49971,214	5261,574	55232,788	90,47	9,53
1Entre sol	43332,293	7198,256	50530,549	85,75	14,25
RDC	38968,16	6617,388	45585,548	85,48	14,52
Niveau 1	33523,871	6086,91	39610,781	84,63	15,37
Niveau 2	28780,021	5405,842	34185,863	84,19	15,81
Niveau 3	23815,159	4834,695	28649,854	83,12	16,88
Niveau 4	19266,699	4044,028	23310,727	82,65	17,35
Niveau 5	14733,805	3304,263	18038,068	81,68	18,32
Niveau 6	10476,607	2413,539	12890,146	81,28	18,72
Niveau 7	6235,679	1513,451	7749,13	80,47	19,53
Niveau 8	3064,119	579,075	3643,194	84,11	15,89

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales (x-x) :

Niveaux	Charges reprises en [KN]			Pourcentages repris [%]	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Base	1519,724	749,049	2268,773	66,98	33,02
1Entre sol	1047,816	1196,449	2244,265	46,69	53,31
RDC	1040,661	1078,676	2119,337	49,10	50,90
Niveau 1	1086,233	878,929	1965,162	55,27	44,73
Niveau 2	1110,443	691,953	1802,396	61,61	38,39
Niveau 3	983,787	636,774	1620,561	60,71	39,29
Niveau 4	947,595	464,761	1412,356	67,09	32,91
Niveau 5	754,868	427,124	1181,992	63,86	36,14
Niveau 6	688,753	242,177	930,93	73,99	26,01
Niveau 7	455,68	187,627	643,307	70,83	29,17
Niveau 8	311,606	88,634	400,24	77,85	22,15

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales (Y-Y) :

Niveaux	Charges reprises en [KN]			Pourcentages repris [%]	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Base	1585,285	524,727	2110,012	75,13	24,87
1Entre sol	1116,887	911,101	2027,988	55,07	44,93
RDC	1145,742	821,834	1967,576	58,23	41,77
Niveau 1	1209,151	661,78	1870,931	64,63	35,37
Niveau 2	1195,638	569,166	1764,804	67,75	32,25
Niveau 3	1032,471	555,441	1587,912	65,02	34,98
Niveau4	980,538	410,862	1391,4	70,47	29,53
Niveau 5	777,173	397,526	1174,699	66,16	33,84
Niveau 6	763,424	195,619	959,043	79,60	20,40
Niveau7	549,898	84,92	634,818	86,62	13,38
Niveau 8	359,733	57,461	417,194	86,23	13,77

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

- **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normale réduit

Niveaux	La section adoptée [cm ²]			N [KN]	ν	Observation
	b [cm]	h [cm]	aire [cm ²]			
Base	70	70	4900	2679,73	0,219	vérifiée
Entre sol 1	70	70	4900	2352,60	0,192	vérifiée
RDC	70	70	4900	2022,23	0,165	vérifiée
Niveau 1	65	65	4225	1761,83	0,167	vérifiée
Niveau 2	65	65	4225	1513,97	0,143	vérifiée
Niveau 3	60	60	3600	1270,99	0,141	vérifiée
Niveau 4	60	60	3600	1039,74	0,116	vérifiée
Niveau 5	55	55	3025	815,65	0,108	vérifiée
Niveau 6	55	55	3025	603,04	0,080	vérifiée
Niveau 7	50	50	2500	438,27	0,070	vérifiée
Niveau 8	45	45	2025	350,10	0,069	vérifiée

- **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec:

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R=5$)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.8. Vérification des déplacements Selon X-X

Niv	Sens xx					
	δ_{ek} [m]	δ_k [m]	δ_{k-1} [m]	Δ_k [m]	h_k [m]	Δ_k/h_k [%]
Base	0,0006	0,003	0	0,003	3,06	0,000980392
1Entresol	0,0018	0,009	0,003	0,006	3,06	0,001960784
RDC	0,0037	0,0185	0,009	0,0095	3,74	0,002540107
Niveau 1	0,0057	0,0285	0,0185	0,01	3,40	0,002941176
niveau 2	0,0077	0,0385	0,0285	0,01	3,40	0,002941176
niveau 3	0,0096	0,048	0,0385	0,0095	3,40	0,002794118
niveau 4	0,01	0,05	0,048	0,002	3,40	0,000588235
niveau 5	0,013	0,065	0,05	0,015	3,40	0,004411765
niveau 6	0,014	0,07	0,065	0,005	3,40	0,001470588
niveau 7	0,015	0,075	0,07	0,005	3,40	0,001470588
niveau 8	0,016	0,08	0,075	0,005	3,40	0,001470588

Tableau IV.9. Vérification des déplacements. Selon Y-Y

Niv	Sens y-y					
	δ_{ek} [m]	δ_k [m]	δ_{k-1} [m]	Δ_k [m]	h_k [m]	Δ_k/h_k [%]
Base	0,00007	0,00035	0	0,00035	3,06	0,000114379
1Entresol	0,0002	0,001	0,00035	0,00065	3,06	0,000212418
RDC	0,0004	0,002	0,001	0,001	3,74	0,00026738
niveau 1	0,0006	0,003	0,002	0,001	3,40	0,000294118
niveau 2	0,0008	0,004	0,003	0,001	3,40	0,000294118
niveau 3	0,001	0,005	0,004	0,001	3,40	0,000294118
niveau 4	0,0012	0,006	0,005	0,001	3,40	0,000294118
niveau 5	0,0014	0,007	0,006	0,001	3,40	0,000294118
niveau 6	0,0016	0,008	0,007	0,001	3,40	0,000294118
niveau 7	0,0018	0,009	0,008	0,001	3,40	0,000294118
niveau 8	0,0019	0,0095	0,009	0,0005	3,40	0,000147059

- Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

- Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:**

(Art 5.9) [4]

Les effets du 2^{ém} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9}) [4]$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Art 5.9}) [4]$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

h_K : Hauteur d'étage K

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.

Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Δ (X-X)

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	[cm]	[KN]	[cm]	[KN]		
Base	3,06	55232,788	0,003	2268,773	0,023867435	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 2	3,06	50530,549	0,006	2244,265	0,044147865	<i>vérifiée</i>
RDC	3,74	45585,548	0,0095	2119,337	0,054636034	<i>vérifiée</i>
Etage 1	3,40	39610,781	0,01	1965,162	0,059283813	<i>vérifiée</i>
Etage 2	3,40	34185,863	0,01	1802,396	0,055784997	<i>vérifiée</i>
Etage 3	3,40	28649,854	0,0095	1620,561	0,04939713	<i>vérifiée</i>
Etage 4	3,40	23310,727	0,002	1412,356	0,009708737	<i>vérifiée</i>
Etage 5	3,40	18038,068	0,015	1181,992	0,067326777	<i>vérifiée</i>
Etage 6	3,40	12890,146	0,005	930,93	0,020362538	<i>vérifiée</i>
Etage 7	3,40	7749,13	0,005	643,307	0,017714372	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,40	3643,194	0,005	400,24	0,013386064	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.11. Vérification de l'effet $P-\Delta$ (Y-Y)

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	[m]	[KN]	[m]	[KN]		
Base	3,06	55232,788	0,00035	2110,012	0,002994047	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 2	3,06	50530,549	0,00065	2027,988	0,00529274	<i>vérifiée</i>
RDC	3,74	45585,548	0,001	1967,576	0,006194754	<i>vérifiée</i>
Etage 1	3,40	39610,781	0,001	1870,931	0,006226969	<i>vérifiée</i>
Etage 2	3,40	34185,863	0,001	1764,804	0,005697327	<i>vérifiée</i>
Etage 3	3,40	28649,854	0,001	1587,912	0,005306609	<i>vérifiée</i>
Etage 4	3,40	23310,727	0,001	1391,4	0,00492748	<i>vérifiée</i>
Etage 5	3,40	18038,068	0,001	1174,699	0,004516318	<i>vérifiée</i>
Etage 6	3,40	12890,146	0,001	959,043	0,003953128	<i>vérifiée</i>
Etage 7	3,40	7749,13	0,001	634,818	0,003590251	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,40	3643,194	0,0005	417,194	0,001284208	<i>vérifiée</i>

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

IV.3. Conclusion:

De tout ce qui procède nous pouvons dire qu'on a adopté un système de contreventement satisfaisant à différentes réglementations exigées.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portique, l'effort réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M,V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99Version 2003** suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

V.2.1. Recommandation du RPA 99 :

V.2.1.1 Ferrailage

a. Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1) [4]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - . 4% bxh En zone courante.
 - . 6% bxh En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - . 40 ϕ En 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 conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b. Les armatures transversales :

(Art 7.5.2.2)

[4]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% b \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)



Figure V.1. Dispositions constructives des portiques

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad (\text{Art F.IV.2})[1]$$

V.2.3. Calcul du ferrailage :

V.2.3.1. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

a. Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$$

b. Exemple de calcul 2^{ème} étage sol :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×50) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &= 152.13 \text{KN.m} \quad (G+Q1+Q2+E_y) \\ M_a &= 156.96 \text{KN.m} \quad (G+Q1+Q2+E_y) \end{aligned} \right\}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{152.13 \times 10^6}{300 \times 470^2 \times 18.48} = 0.124$$

$$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.166$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.438 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{152.13 \times 10^6}{438 \times 400} = 8.68 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min \text{ trav}} = 0.23 \times 0.3 \times 0.47 \times \frac{2.1}{400} = 1.70$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{156.96 \times 10^6}{300 \times 470^2 \times 18.48} = 0.128$$

$$\mu_{bu} = 0.128 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.172$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.437m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{156.96 \times 10^6}{437.6 \times 400} = 8.96cm^2$$

$$A_{min\ app} = 0.23 \times 0.3 \times 0.47 \times \frac{2.1}{400} = 1.70cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de section	Section	Localisation	M [KN.m]	V [KN]	A _{calcul} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	N ^{bre} de Barre
1 ^{er} et 2 ^{eme}	Poutre principale	30x50	Appuis	87.73	112.06	4.84	1.70	5.65	5T12
			Travée	90.88		5.02		5.65	5T12
Entre Sol	Poutre secondaire	30x50	Appuis	74.07	94.25	4.06	1.70	4.62	3T14
			Travée	70.07		3.84		4.62	3T14
RDC 1 ^{er} étage	Poutre principale	30x50	Appuis	158.28	184.99	9.04	1.70	9.24	6T14
			Travée	146.41		8.31		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30x50	Appuis	138.71	172.71	7.75	1.70	8.01	3T14+3T12
			Travée	118.71		6.65		8.01	3T14+3T12
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Poutre principale	30x50	Appuis	156.96	157.44	8.96	1.70	9.24	6T14
			Travée	152.13		8.68		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30x50	Appuis	148.50	183.39	8.44	1.70	9.24	6T14
			Travée	128.06		7.21		8.01	3T14+3T12
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	Poutre principale	30x50	Appuis	141.98	141.51	8.04	1.70	9.24	6T14
			Travée	135.97		7.68		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30x50	Appuis	145.33	168.40	8.25	1.70	9.24	6T14
			Travée	124.76		7.01		8.01	3T14+3T12
6,7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	Poutre principale	30x50	Appuis	122.99	124.75	6.90	1.70	7.70	5T14
			Travée	106.77		5.95		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30x50	Appuis	128.15	130.92	7.21	1.70	7.70	5T14
			Travée	110.79		6.18		7.70	5T14

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

V.2.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- **Poutres principales :**

- En zone courante : $A_{\max} = 4\% bxd = 0.04 \times 30 \times 47 = 56.4 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bxd = 0.06 \times 30 \times 47 = 84.6 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Poutres secondaires :**

- En zone courante : $A_{\max} = 4\% bxd = 0.04 \times 30 \times 47 = 56.4 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bxd = 0.06 \times 30 \times 47 = 84.6 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.4.2. Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.2.4.3. Les armatures transversales :**a. Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par:

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{(Article H.III.3)[1]}$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.42; 3)$$

$$\phi \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

b. Calcul des espacements des armatures transversales :

- **$St < \min (St1, St2, St3)$ avec:**

- $St_1 \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$

- $St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$

- $St_3 \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$

- **Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

- **Zone nodale :** $St \leq \min (h/4; 12\phi_l^{\min})$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $St \leq \min(12.5; 14)$ Soit : $St = 10 \text{ cm}$

- . Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 14.4)$ Soit : $S_t = 8$ cm
- **Zone courante** : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2) [4]
- . Poutres principales : : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \Rightarrow S_t \leq 25$ cm ; Soit $S_t = 20$ cm
- . Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \Rightarrow S_t \leq 17.5$ cm ; Soit $S_t = 20$ cm

c. Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

V.2.5. Vérification à l'ELU :

V.2.5.1. Vérification des Contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{(Article H.III.1) [1]}$$

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
Principales	184.99	0.83	3.33	Vérifiée
Secondaires	183.39	0.81	3.33	Vérifiée

V.2.5.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

- Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ (Art H.IV.2) [1]

- Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L [cm ²]	V_u [KN]	M_a [KN.m]	A_l^{rive} [cm ²]	A_l^{int} [cm ²]	Observation
Principales	9.24	184.99	158.28	5.31	-5.43	Vérifiée
Secondaires	9.24	183.39	148.50	5.27	-4.82	Vérifiée

V.2.6. Vérification à l'ELS :

V.2.6.1. État limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s - 15 \times A_s \times d = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau V.4. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	M _{ser} [KN.m]	y [m]	I[cm ⁴]	σ _{bc} [MPa]	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Poutres principales	Appuis	56.73	0.22	193105	6.46	Vérifiée
	Travées	40.84	0.22	193105	4.65	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	44.91	0.22	193105	5.11	Vérifiée
	Travées	27.71	0.20	162174.43	3.41	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

V.2.6.2.État limite de déformation (évaluation de la flèche):

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaires si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right. \quad (\text{Art B.6.5}) [1]$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :

	h _t cm	B Cm	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	50	30	520	9.24	0.096	0.085	0.006	0.01	Vérifié	Vérifié	Vérifié
Ps	50	30	465	9.24	0.107	0.085	0.006	0.01	Vérifié	Vérifié	Vérifié

V.2.7.Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau V.6. Section de ferrailage des poutres

Les poutres de l'étage parking (1 ^{er} et 2 ^{ème} entresol)		
	En appuis	En travées
PP	<p>3HA12 2HA12 Cadre + Etrier HA8 3HA12</p>	<p>3HA12 Cadre + Etrier HA8 2HA12 2HA12</p>
PS	<p>3HA14 Cadre + Etrier HA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA14</p>

Les poutres des étages du RDC 1,2,3,4,5 ^{ème} Etage		
	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 3HA14 1Etrier HA8 1Cadre HA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3T14 3HA14</p>
PS	<p>3HA14 2HA12 1Etrier HA8 1Cadre HA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 2HA12 3HA14</p>

Les poutres des étages 6,7 et 8 ^{ème} Etage		
	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 3HA14 1Etrier HA8 1Cadre HA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA12 3HA14</p>
PS	<p>3HA14 2HA14 1Etrier HA8 1Cadre HA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 2HA12 3HA14</p>

V.3. Études des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q

- G+Q (RPA99)
- G+Q±E
- 0.8G±E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximal et L'effort normal correspondant.

V.3.1.Recommandation du RPA99/V2003:

a. Les Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%(b_1 \times h_1)$ de la section de béton en zone IIa.
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton en zone courante.
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton en zone recouvrement.
- $\emptyset_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA) .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

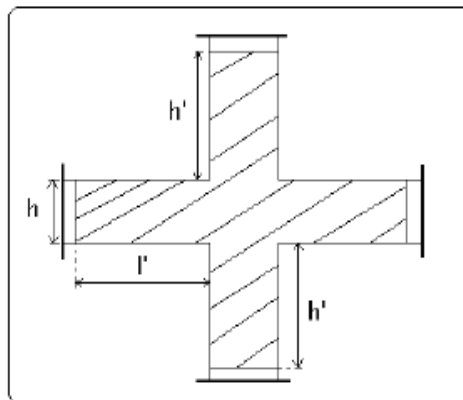


Figure V.2. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} [cm ²] (zone courante)	A _{max} [cm ²] (zone de recouvrement)
1 ^{er} 2 ^{eme} Entre Sols et RDC	70×70	39.2	196	294
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	65×65	33.8	169	253.5
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	60×60	28.8	144	216
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	55×55	24.2	121	181.5
7 ^{eme} étage	50×50	20	100	150
8 ^{eme} étage	45×45	16.2	81	121.5

b. Armatures transversales :

(Article 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité **d'armature transversale minimale** $A_t/t \cdot b_1$ en %est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.3.2.Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N[KN]	M[KN.m]	N[KN]	M[KN.m]	M[KN.m]	N[KN]
1 ^{er} et 2 ^{ème} Entre Sol RDC	2962.96	3.89	160.91	7.04	166.02	675.21
et 1 ^{er} Etage 2 ^{ème} et	42.41	6.94	2098.18	41.53	123.42	731.09
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1537.40	38.64	13.89	50.68	129.54	699.53
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1027.09	11.43	9.39	36.07	102.82	175.87
7 ^{ème} étage	560.56	48.72	26.93	24.27	81.44	361.23
8 ^{ème} étage	384.85	19.89	0.62	-6.85	59.69	115.98

V.3.3.Ferraillage des poteaux:

V.3.3.1.Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du entre sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2962.96 \rightarrow M_{cor} = 3.89KN.m \dots \dots \dots ELU.$
- $N_{min} = 160.91KN \rightarrow M_{cor} = 7.04KN.m \dots \dots \dots ELA.$
- $M_{max} = 166.02KN.m \rightarrow N_{cor} = -675.21KN. \dots \dots \dots ELA$

- **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$d = 65cm, d' = 0.05cm.$$

$$N = 2962.96 \text{KN (de compression)} \dots \dots \dots \text{(ELU)}.$$

$$M = 3.89 \text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0013 \text{m}.$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35 \text{m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3.89 + 2962.96 \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) = 892.77 \text{KN.m}$$

$$A = 2962.96 \times 10^{-3} (0.65 - 0.05) - 892.77 \times 10^{-3} = 0.88$$

$$B = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.70 \times 0.70 \times 14.2 = 1.35$$

$A = 0.88 < B = 1.35$ Donc la section partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{892.77 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.212$$

$$\mu_{bu} = 0.212 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.212 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.301$$

$$\varepsilon_{st} = 8.12 \times 10^{-3} > \varepsilon = 1.7 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.571 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{892.77 \times 10^{-3}}{0.571 \times 348} = 44.87 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 44.87 \times 10^{-4} - \frac{2962.96 \times 10^{-3}}{348} = -40.27 \text{cm}^2 < 0 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

• **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N = 160.91 \text{KN}; M = 7.04 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = 0.043 \text{m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.041 < B = 1.76 \rightarrow$ Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 55.25 \text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{55.25 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 18.48} = 0.010 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.0062$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.59$$

$$A_1 = 2.034 \text{cm}^2 \rightarrow A = 2.033 \text{cm}^2$$

- Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 166.02 \text{ KN.m}; N = 675.21 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.245 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$A = 0.036 < B = 1.76 \rightarrow \text{Calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 368.58 \text{ KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{368.58 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.65^2 \times 18.48} = 0.0674 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.042 \rightarrow z = 0.63 \text{ m} \rightarrow A_1 = 14.62 \text{ cm}^2 \rightarrow A = -2.260 \text{ cm}^2 < 0, A = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.9. Calcul des armatures longitudinales :

Niveaux	Section [cm ²]	A' [cm ²]	A [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	A _{Adap} [cm ²]	Barres
1 ^{ère} 2 ^{ème} entre sol RDC	70x70	0	2.03	39.2	41.21	8HA20+8HA16
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	65x65	0	0	33.8	41.21	8HA20+8HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x60	0	5.60	28.8	32.17	16HA16
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x55	0	0	24.2	24.63	16HA14
7 ^{ème} étage	50x50	0	5.87	20	21.37	8HA14+8HA12
8 ^{ème} étage	45x45	0	1.43	16.2	18.10	16HA12

V.3.3.2. Les armatures transversales:

❖ Armatures transversales

- Exemple de calcul

Soit a calcul les armatures transversales du poteau 3^{ème} et 4^{ème} étage de section (60 × 60):

$$A_{\text{adoptée}} = 16\text{HA}16 = 32.17 \text{ cm}^2 \text{ Donc } \phi_l^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm et } l_f = 1.69 \text{ m}$$

$$l_f = 1.652 \text{ m} \rightarrow \lambda_g = \frac{1.96}{0.6} = 3.26 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times v}{h \times f_e} \times t^{\text{max}} = \frac{3.75 \times 137.65 \cdot 10^{-3}}{0.60 \times 400} \times 0.15 = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$3 \leq \lambda_g = 3.26 \leq 5$$

$$\text{On a : } A_{\text{min}}^t = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(15 \times 60) = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(15 \times 60) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t \text{ zone courante} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t \text{ zone nodale} = 3 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10. Calcul des armatures transversales:

Niveaux	1 ^{er} et 2 ^{ème} Entre sol	RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 3 ^{ème}	6 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et étage
Section [cm ²]	70x70	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45
\varnothing_l^{max} [cm]	2	2	2	1.6	1.4	1.4	1.2
\varnothing_l^{min} [cm]	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
l_f [cm]	165.2	212.8	192.5	196	199.5	203	206.5
λ_g	2.36	3.04	2.96	3.26	3.62	4.06	4.58
V_u [KN]	131.62	131.62	146.66	137.65	115.91	68.75	37.33
l_r [cm]	80	80	80	64	56	56	48
t zone nodale [cm]	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante [cm]	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t [cm ²]	2.64	2.64	2.94	3.22	2.96	1.93	1.16
A_t^{min} zone nodale [cm ²]	5.25	5.25	3.25	3	2.75	2.5	2.25
A_t^{min} [cm ²] zone courante	3.5	3.5	4.87	4.5	1.65	3.75	3.37
A_t^{adp} [cm ²]	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	4.02	4.02
Nombre des cadres	4T10	4T10	4T10	4T10	2T10+2T8	4T8	4T8

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_l \geq \frac{\varnothing_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

→ la condition est vérifiée.

V.3.4. Vérifications:

V.3.4.1. Vérification au flambement:

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élancement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage. (3 et 4^{ème} étage)

$$N_{max} = 1270.99 \text{ KN}$$

$$l_f = (3.40 - 0.6) \times 0.7 = 1.96 \text{ m}$$

$$l_f = 196 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 11.30 < 50 \rightarrow \alpha = 0.832$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.336 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.832 \left[\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{32.17 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6.10 \text{ MN}$$

$$N_{max} = 1.270 \text{ MN} < N_u = 6.10 \text{ MN} \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section [cm ²]	l_0 [cm]	l_f [cm]	λ	α	A_s [cm ²]	B_r [m ²]	N_u [MN]	N_d [MN]	Observation
1 ^{ère} 2 ^{ème} Entre sol	70x70	236	165.2	8.16	0.84	41.22	0.462	8.39	2.679	Vérifier
RDC	70x70	304	212.8	10.51	0.83	41.22	0.462	8.29	2.022	Vérifier
1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	65x65	275	192.5	10.24	0.83	41.22	0.396	7.27	1.761	Vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x60	280	196	11.30	0.832	32.17	0.336	6.10	1.27	Vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x55	285	199.5	12.55	0.82	24.63	0.280	4.95	0.815	Vérifier
7 ^{ème} étage	50x50	290	203	12.77	0.79	21.37	0.230	3.95	0.438	Vérifier
8 ^{ème} étage	45x45	295	206.5	15.87	0.81	18.10	0.184	3.26	0.350	Vérifier

V.3.4.2. Vérification des contraintes:

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

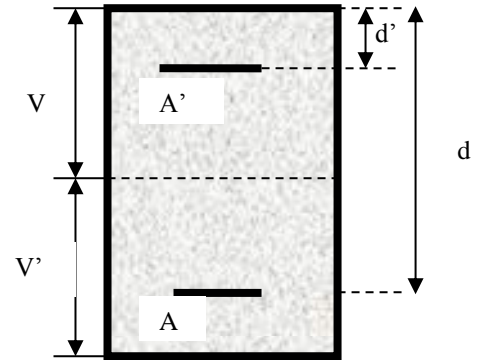


Figure V.3. Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	1 ^{ère} et 2 ^{ème} Entre Sol	RDC	1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section [cm ²]	70x70	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45
d [cm]	65	65	60	55	50	45	40
A' [cm ²]	20.61	20.61	20.61	16.08	12.31	10.68	9.05
A [cm ²]	20.61	20.61	20.61	16.08	12.31	10.68	9.05
V [cm]	35	35	32.5	30	27.5	25	22.5
V' [cm]	35	35	32.5	30	27.5	25	22.5
I _{yy'} [m ⁴]	0.025573	0.025573	0.019551	0.01240	0.01043	0.008455	0.005820
S [cm ²]	5518.3	5518.3	4843.3	4082.4	3394.3	2820.4	2296.5
N _{ser} [MN]	2.1750	1.73694	1.5189	1.11618	0.07492	0.0408	0.0280
M _{ser} [MN.m]	0.01706	0.02516	0.02757	0.03140	0.0341	0.0406	0.0319
M _G ^{ser} [MN.m]	0.01706	0.02516	0.02757	0.03140	0.0341	0.0406	0.0319
σ _{bc1} [MPa]	4.17	3.491	3.59	3.493	1.11	1.34	1.35
σ̄ _{bc} [MPa]	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.4.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

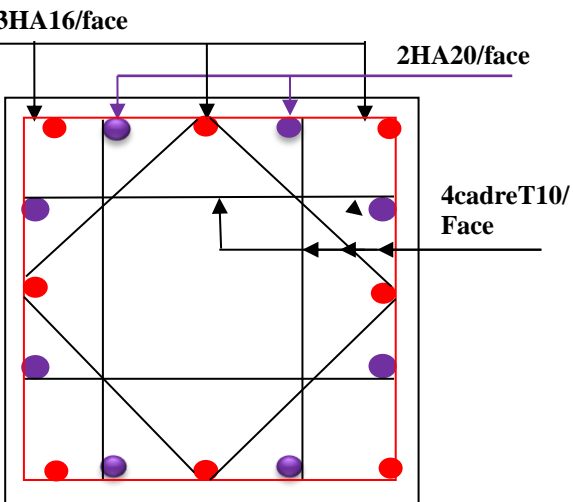
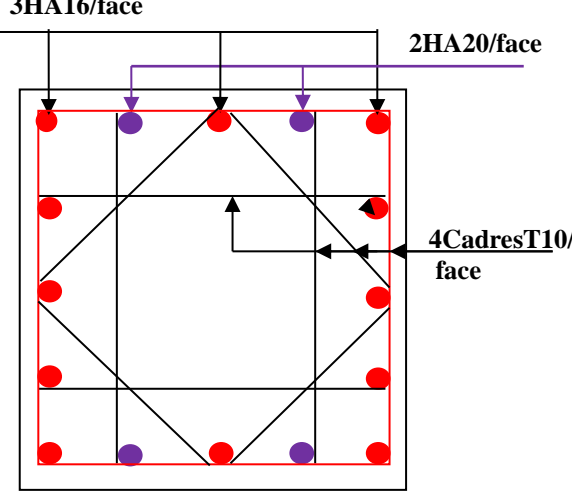
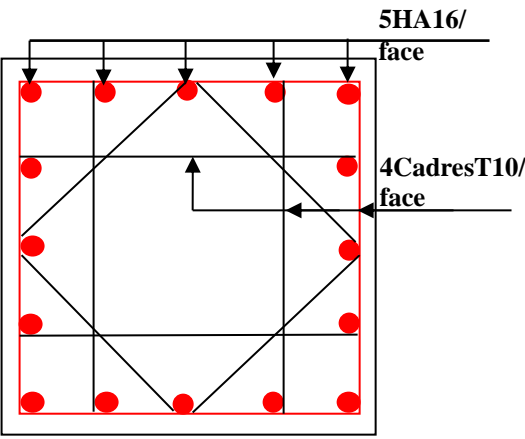
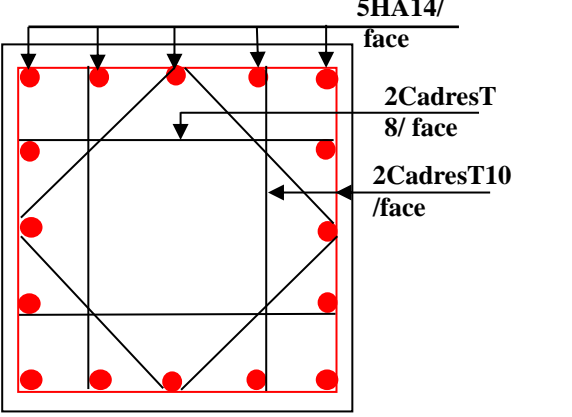
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

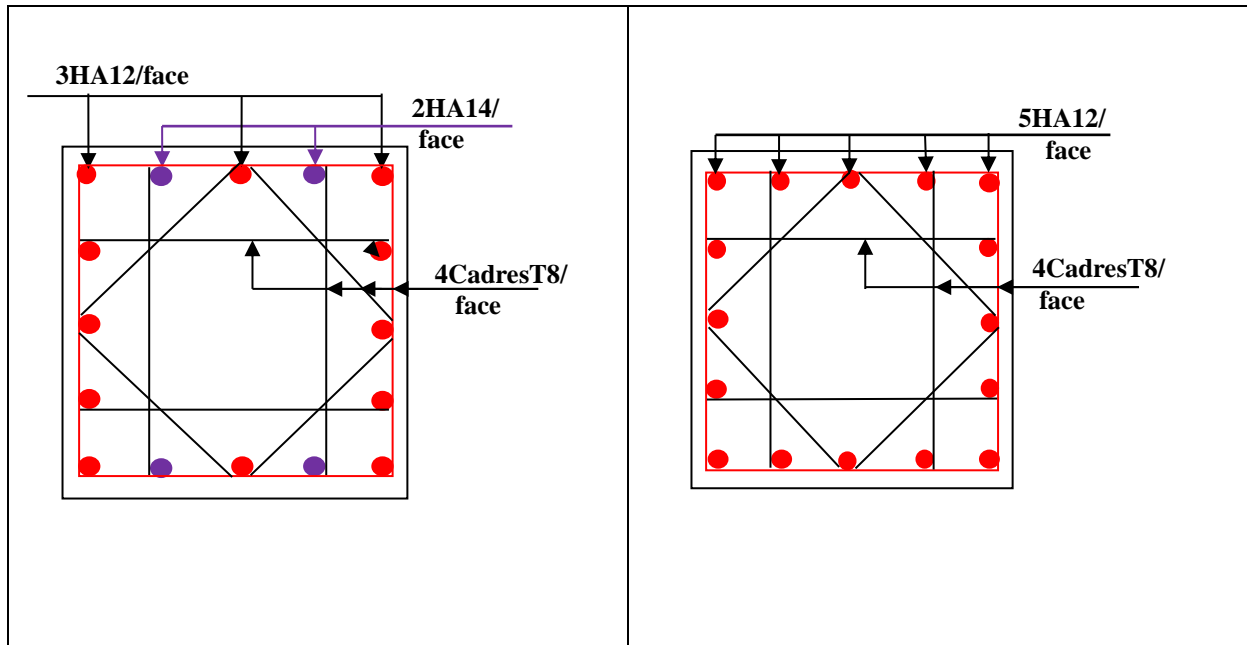
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Section [cm ²]	l_f [cm]	λ	ρ_d	d [cm]	V_d [KN]	τ_{bu} [MPA]	$\overline{\tau_{bu}}$ [MPA]	Observation
1 ^{ère} 2 ^{ème} Entre sol	70x70	165.2	8.16	0.075	0.65	131.62	0.28	1.875	Vérifiée
RDC	70x70	212.8	10.51	0.075	0.65	131.62	0.28	1.875	Vérifiée
1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	65x65	192.5	10.24	0.075	0.60	146.66	0.37	1.875	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x60	196	11.30	0.075	0.55	137.65	0.41	1.875	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x55	199.5	12.55	0.075	0.50	115.91	0.42	1.875	Vérifiée
7 ^{ème}	50x50	203	12.77	0.075	0.45	68.75	0.34	1.875	Vérifiée
8 ^{ème}	45x45	206.5	15.87	0.075	0.40	37.33	0.20	1.875	Vérifiée

V.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.14. Ferrailage des poteaux :

1 ^{ère} et 2 ^{ème} Entre sol RDC	1 ^{ère} étage 2 ^{ème} étage
Poteaux (70x70)	Poteaux (65x65)
 <p>3HA16/face</p> <p>2HA20/face</p> <p>4cadreT10/ Face</p>	 <p>3HA16/face</p> <p>2HA20/face</p> <p>4CadresT10/ face</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Poteaux (60x60)	Poteaux (55x55)
 <p>5HA16/ face</p> <p>4CadresT10/ face</p>	 <p>5HA14/ face</p> <p>2CadresT 8/ face</p> <p>2CadresT10 /face</p>
7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Poteaux (50x50)	Poteaux (45x45)



V.3.6.Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

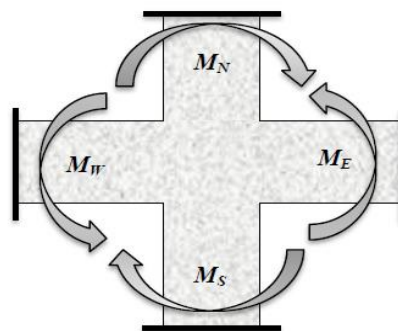


Figure V.4 .Les moments sur la zone nodale.

V.3.6.1.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 contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h ; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section [cm ²]	Plans	Z [cm]	A _s [cm ²]	M _R [KN.m]
1 ^{ère} et 2 ^{ème} Entresol	70x70	XX'	63	41.22	881.78
		YY'	63		881.78
RDC	70x70	XX'	63	41.22	881.78
		YY'	63		881.78
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	65x65	XX'	58.5	41.22	839.15
		YY'	58.5		839.15
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x60	XX'	54	32.17	604.53
		YY'	54		604.53
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x55	XX'	49.5	24.63	424.27
		YY'	49.5		424.27
7 ^{ème} étage	50x50	XX'	45	21.37	334.65
		YY'	45		334.65
8 ^{ème} étage	45x45	XX'	40.5	18.10	255.10
		YY'	40.5		255.10

V.3.6.2. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section [cm]	Z[m]	A _s [cm ²]	M _r [KNm]
1 ^{er} et 2 ^{ème} Entresol	PP	30x50	0.45	5.65	88.47
	PS	30x50	0.45	4.62	72.34
RDC et 1 ^{er} étage	PP	30x50	0.45	9.24	144.69
	PS	30x50	0.45	8.01	125.43
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	30x50	0.45	9.24	144.69
	PS	30x50	0.45	9.24	144.69
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PP	30x50	0.45	9.24	144.69
	PS	30x50	0.45	9.24	144.69
6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	PP	30x50	0.45	7.70	120.58
	PS	30x50	0.45	7.70	120.58

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17. : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	$1.25 \times [M_w + M_e]$ [KN.m]	$M_n + M_s$ [KN.m]	observation
1 ^{er} et 2 ^{ème} Entresol	XX	88.47	88.47	221.17	1763.56	Vérifiée
	YY	72.34	72.34	180.85	1763.56	Vérifiée
RDC	XX	144.96	144.96	362.4	1763.56	Vérifiée
	YY	125.43	125.43	313.57	1763.56	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	XX	144.69	144.69	361.72	1720.93	Vérifiée
	YY	144.69	144.69	361.72	1678.3	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	XX	144.69	144.69	361.72	1443.68	Vérifiée
	YY	144.69	144.69	361.72	1209.06	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	XX	120.58	120.58	301.45	1028.8	Vérifiée
	YY	120.58	120.58	301.45	848.54	Vérifiée
7 ^{ème} étage	XX	120.58	120.58	301.45	758.92	Vérifiée
	YY	120.58	120.58	301.45	669.3	Vérifiée
8 ^{ème} étage	XX	120.58	120.58	301.45	589.75	Vérifiée
	YY	120.58	120.58	301.45	510.2	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4. Étude des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a. Armatures verticales : (Art 7.7.4.1) [4]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales : (Art 7.7.4.2) [4]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . En plus des épingles sont prévus 4 par $1m^2$.

c. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

d. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min}=0.15\% \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min}=0.10\% \times h$dans la zone courante.

- $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30)$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

e. La contrainte limite de cisaillement dans le béton:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

- $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec: - b_0 :2paisseur du voile.

- d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

- h : hauteur total de la section.

V.4.2. Calcul du ferrailage:

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' (voile des 2 Entre sol et RDC) et les autre seront résumés dans un tableau.

- **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée A sera répartie sur toute la zone tendus de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le calcul du ferrailage des voiles //yy' est résumé dans les tableaux suivants, avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Exemple de calcul :

Le voile V_{y1} :

$$L = 2 \text{ m}, d = 1.95 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}$$

$$N = -546.041 \text{ KN (traction)}, M = 805.55 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{805.55}{546.041} = 1.47 \text{ m et } \frac{l}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

→ Le centre de pression est à l'extérieur de la section

Il faut donc vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - M_u^A \geq (0.337l - 0.81d')e \times l \times f_{bu} \dots \dots \dots \text{(I)}$$

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{l}{2} \right) = 805.55 - 546.041 \times \left(1.95 - \frac{2}{2} \right) = 286.81 \text{ KN.m}$$

$$-546.041 \times 10^{-3} \times (1.95 - 0.05) - 805.55 \times 10^{-3} = -1.84 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$(0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 2 \times 18.48 = 4.68 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{546.041}{0.2 \times 2} + \frac{805.55}{0.133} \times 1 = 7.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = -4.69 \text{MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = 0.77 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{286.81}{18.48 \times 1.95^2 \times 0.2} = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.025 \rightarrow z = 1.97 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{286.81 \times 10^{-3}}{1.97 \times 400} = 3.63 \text{cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 3.63 \times 10^{-4} + \frac{546.041 \times 10^{-3}}{400} = 17.28 \text{cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans **la zone tendue** est :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times [e \times (L_t - d')] \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_V^{\text{ZT}} = 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2$ (dans la zone tendue)

La quantité d'armatures minimales dans **la zone courante** est :

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times (L - L_t) = 0.1\% \times 0.2 \times (2 - 0.77) = 2.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_V^{\text{ZC}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{cm}^2$

Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 113.705}{0.2 \times 1.95} = 0.49 \text{MPa}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.61 \text{ cm}^2$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.6 \text{cm}^2$$

On adopte alors : $A_h = 12\text{HA}8 = 6.03 \text{ cm}^2$

Tableau V.18. Exemple de Sollicitations maximale dans le voile V_{x1} .

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x1}	Entresol 1et 2 RDC	730.49	29.12	992.82	580.22	251.99	82.82	399.17
	1 ^{ère} 2 ^{ème} étages	1440.90	44.53	485.32	1123.35	566.32	51.89	395.99
	3 ^{ème} 4 ^{ème} étages	1189.95	37.20	160.16	577.70	502.31	22.92	205.50
	5 ^{ème} 6 ^{ème} étages	882.612	27.28	217.47	661.76	390.13	14.66	118.088
	7 ^{ème} étage	499.75	14.53	164.28	242.30	234.17	25.90	51.62

Tableau V.19. Ferrailage des voile V_{x1} ,

Niveaux	1 et 2 ^{ème} SS, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm^2)	0.2×3.04				
N (KN)	251.99	1440.90	1189.95	882.612	499.75
M (KN.m)	82.82	44.53	37.20	27.28	14.53
$A_v^{calculée}$ (cm^2)	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min}^{ZC} (cm^2)	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm^2)	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05
S_v (cm)	25	25	25	25	25
V (KN)	399.17	395.99	205.50	118.08	51.62
τ_u (MPa)	1.43	1.42	0.73	0.42	0.18
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
$A_h^{calculée}$ (cm^2)	1.79	1.77	0.92	0.52	0.23
A_h^{min} (cm^2)	0.6				
$A_h^{adoptée}$ (cm^2)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N^{bre} de barres	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h (cm)	20				

Tableau V.20. Ferrailage des voiles V_{x2} , V_{x3} ,

Niveaux	1 et 2ème ES, RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (m^2)	0.2×2.10					
N (KN)	1481.16	1210.93	983.23	723.72	471.089	285.09
M (KN.m)	589.34	24.71	23.68	110.05	76.34	62.04
$A_v^{calculée}$ (cm^2)	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min}^{ZC} (cm^2)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm^2)	8HA12=9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05
S_v (cm)	25	25	25	25	25	25
V (KN)	217.69	187.15	153.18	125.61	61.03	42.07
τ_u (MPa)	0.74	0.63	0.52	0.42	0.20	0.14
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$ (cm^2)	0.97	0.83	0.68	0.56	0.27	0.18
A_h^{min} (cm^2)	0.6					
$A_h^{adoptée}$ (cm^2)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N^{bre} de barres	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h (cm)	20					

Tableau V.21. Ferrailage des voiles V_{x4} et V_{x5}

Niveaux	1 ^{er} 2 ^{ème} ES RDC	1 ^{er} 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (cm^2)	0.2×1.5					
N (KN)	955.72	892.55	300.1	202.31	281	1019.06
M (KN.m)	322.76	11.82	18.18	80.87	19.32	61.36
$A_v^{calculée}$ (cm^2)	< 0	< 0	7.71	5.05	< 0	< 0
A_{min}^{ZT} (cm^2)	/	/	2.7	4.59	/	/
$A_{adoptée}^{ZT}$ (cm^2)	/	/	8HA12 =9.05	6HA12 =6.79	/	/
A_{min}^{ZC} (cm^2)	3	3	/	/	3	3
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm^2)	8HA12 =3.02	8HA12 =3.02	/	/	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02
S_v (cm)	20	20	20	20	25	25

V(KN)	131.15	89.98	82.23	57.26	47.96	42.32
τ_u(MPa)	0.63	0.43	0.39	0.27	0.23	0.20
$\bar{\tau}_b$(MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$(cm²)	0.58	0.44	0.36	0.25	0.21	0.18
A_h^{min}(cm²)	0.6					
$A_h^{adoptée}$(cm²)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N^{bre} de barres	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h(cm)	20					

Tableau V.22. Ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y3} V_{y4}

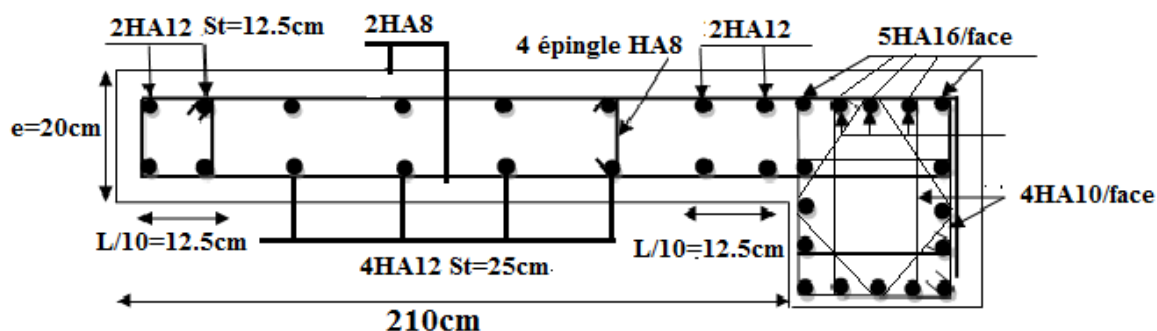
Niveaux	1 ^{er} 2 ^{ème} ES RDC	1 ^{er} 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (m²)	0.2×2					
N (KN)	546.04	892.55	300.1	202.31	281	1019.06
M (KN.m)	805.55	11.82	18.18	80.87	19.32	61.36
Section	SPC	SPC	SEC	SET	SEC	SET
$A_v^{calculée}$(cm²)	17.28	< 0	< 0	7.98	< 0	4.11
A_{min}^{ZT}(cm²)	17.28	/	/	8	/	8
$A_{adoptée}^{ZT}$(cm²)	12HA14= 18.47	/	/	8HA12 =9.05	/	8HA12 =9.05
A_{min}^{ZC}(cm²)	2.46	2.46	2.46	/	2.16	
$A_{adoptée}^{ZC}$(cm²)	6HA8 =3.02	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	/	8HA12 =9.05	
S_v(cm)	20	20	20	20	20	20
V(KN)	113.70	180.59	82.23	57.26	41.22	49.74
τ_u(MPa)	0.48	0.64	0.29	0.20	0.14	0.17
$\bar{\tau}_b$(MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$(cm²)	0.61	0.81	0.36	0.25	0.18	0.22
A_h^{min}(cm²)	0.60					
$A_h^{adoptée}$(cm²)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N^{bre} de barres	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h(cm)	20					

Tableau V.23. Ferrailage des voiles V_{y2}

Niveaux	1 ^{er} 2 ^{ème} ES RDC	1 ^{er} 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section (cm ²)	0.2×2.2					
N (KN)	528.41	47.7	691.46	553.93	41.61	1019.06
M (KN.m)	1006.61	251.07	195.36	136.90	37.16	61.36
	SPC	SPC	SEC	SPC	SET	SET
$A_v^{calculée}$ (cm ²)	18.54	3.47	< 0	7.61	1.06	0.86
A_{min}^{ZT} (cm ²)	4.4	/	/	4.59	/	/
$A_{adoptée}^{ZT}$ (cm ²)	14HA14 =21.55	8HA12 =6.28	/	8HA12 =9.05	8HA8 =4.02	8HA8 =4.02
A_{min}^{ZC} (cm ²)	3	3	4.4	3	/	/
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm ²)	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	8HA12 =9.05	6HA8 =3.02	/	/
S_v (cm)	20	20	20	20	25	25
V(KN)	215.78	234.78	180.31	134.91	51.72	45.86
τ_u (MPa)	0.68	0.74	0.57	0.42	0.16	0.14
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$ (cm ²)	0.96	1.05	0.80	0.60	0.23	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.6					
$A_h^{adoptée}$ (cm ²)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N ^{bre} de barres	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h (cm)	20					

IV.4. Schéma de ferrailage des voiles :

On prend par exemple le voile V_{x2} au niveau de RDC :

Figure V.3. Schéma de ferrailage du voile V_{x2}

V. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien être armés, dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (**SAP2000 version 14.2**) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le **RPA99 / version 2003** sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles **RPA** favorisent la sécurité avant l'économie.

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 et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 0.9 bars pour une profondeur 1 m.(**Annexe E4**)

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas; on passe au radier.

VI.4.1. Le choix de type de fondation:

VI.4.1.1. 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 la combinaison $G + Q_1 + Q_2$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

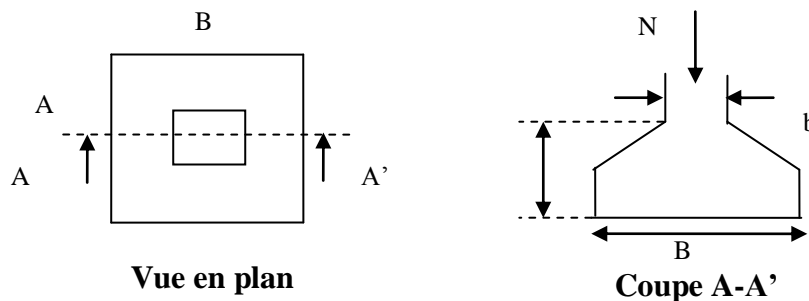


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc : $S = A \times B$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homodhétiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.7 \times 2827.79 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.09}} = 5.6m$$

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.4.1.2.Semelle filante:

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux

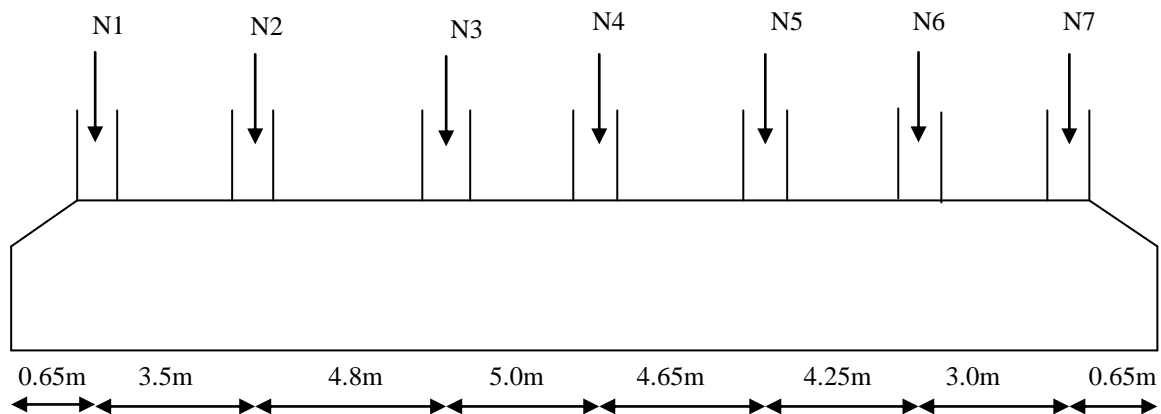


Figure VI. 2. Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 13363.20 \text{ KN.}$$

$$N_s = 7 \times (25 \times 0.45 \times 1 \times 26.5) = 2086.87 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 15450 \text{ KN}$$

$$\sum L_i = 25.25 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{15450 \times 10^{-3}}{25.25 \times 0.09} = 6.79 \text{ m}$$

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.4.1.3.Radier:

La surface de l'ensemble des semelles est donnée par la formule suivante :

$$S_{calculé} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{calculé} = \frac{55311.72 \times 10^{-3}}{0.09} = 614.57m^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 379.52m^2$

$$S_{rad} = 614.57m^2 > S_{bat} = 379.52m^2$$

La surface des fondations représente 61% de la surface du bâtiment

La surface occupée par le radier est plus grande de la surface de bâtiment,

Alors on opte définitivement au choix des fondations profondes (pieux).

VI.5.calcul des fondations superficielles à partir de l'essai préssiométrique :

- **Pression limite nette équivalente :**

Dans le cas d'une fondation sur des couches non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite de même ordre de grandeur sur au moins une profondeur de $1.5B$ au-dessous de la semelle, on retient pour p_{le}^* la moyenne géométrique :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \times p_{l2}^* \times \dots \times p_{ln}^*}$$

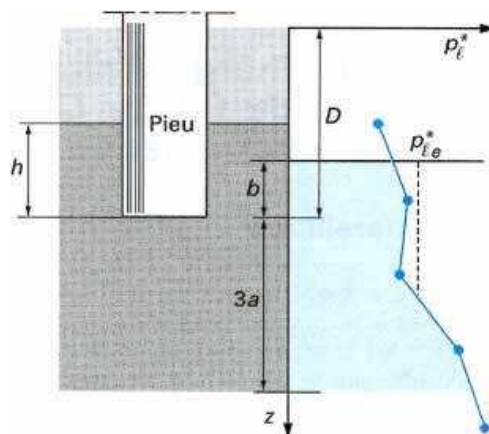


Figure. VI.3. Schéma de calcul de la pression limite nette P_{le}^* .

$p_{l1}^* \times p_{l2}^* \times \dots \times p_{ln}^*$, Étant les pressions limites nettes dans les n couches sous la fondation

La pression limite nette est calculée à partir de la formule suivante :

$$p_l^* = p_l - \sigma_H$$

Avec :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = \gamma' \times h$$

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_V : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos pris égal à 0.5.

Les valeurs des pressions limites nettes sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: les valeurs des pressions limites nettes

Profondeur [m]	p_l^* [bars]
2	4.23
4	5.19
6	5.13
8	3.83
10	12.21
12	11.07
14	13.59
16	12.71
18	14.93
20	47.44

Conclusion

On remarque que les contraintes ne sont pas vérifiées. A cet effet, l'utilisation des pieux s'avère nécessaire pour transmettre les charges et efforts de la structure sans trop remanier le sol en place.

VI.6. calcul des fondations profondes à partir de l'essai préssiométrique :

VI.6.1 Définition :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristique mécanique suffisantes pour éviter la rupture de sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

VI.6.2 principaux types de pieux :

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

VI.6.3 principaux types de pieux :

D'après le DTR BC.2.33.2, le dimensionnement des pieux est donné comme suit :

Diamètre D : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :

$$D \geq 0.8\text{m}$$

Le choix du diamètre est le nombre de pieux résultent d'une optimisation globale de la fondation.

La longueur L : celle-là varie en fonction de :

L'épaisseur des couches du sol à traversé pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particulier.

La profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu, dans le cas des pieux travaillant essentiellement en pointe.

Pour que notre fondation soit une fondation profonde il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$L/D > 6m$$

$$L > 3m$$

On a : $L_{min} = 18.3m > 3m$ vérifiée.

$D_{max} = 1m$ $L/D = 18.3m > 6m$ vérifiée.

Donc les deux conditions sont vérifiées, alors on dit que les fondations sont profondes.

Dans notre cas, la couche résistance (couche d'assise) est à 18.3 de profondeur au dessous du radier, le pieu doit être ancre dans cette couche. C'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de 20cm de longueur et de diamètre de 1m. (**Annexe E5**)

VI.6.4 calcul des pieux :

Charge limite Q_I

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D dans un sol homogène

Ce pieu, dont on néglige le poids, est chargé axialement en tête par une charge Q_I . Au moment de la rupture, la charge Q_I est équilibrée par les réactions limites de sol suivantes :

Résistance unitaire du sol sous la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p \times A_p \quad \text{Avec } A_p : \text{section droite de la pointe}$$

Résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu, si q_s est le frottement

Latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est : $Q_s = q_s \times A_s$

Avec A_s : surface latérale du pieu.

$$\text{Et on a : } Q_I = Q_p + Q_s$$

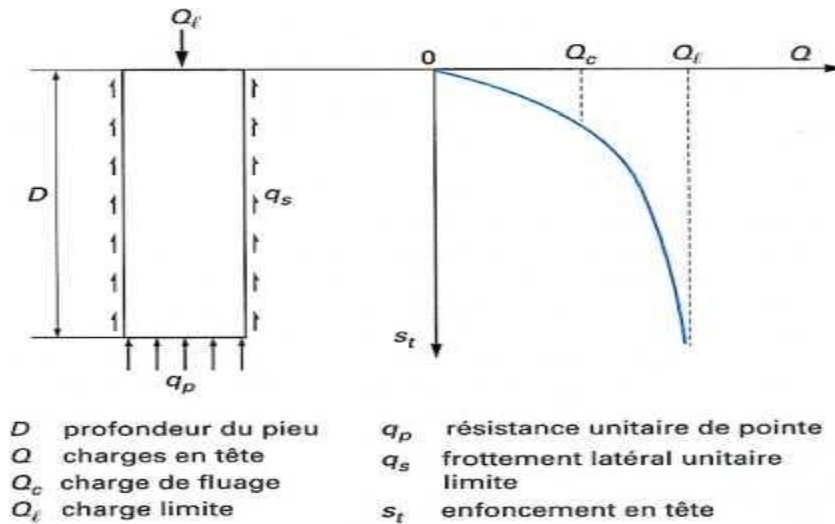


Fig.VI.4. L'enfoncement en fonction de la charge

Charge de fluage Q_c

La courbe représentant la charge appliquée au pieu fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_c , l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués par les laboratoires ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_c et les charges limites de pointe Q_p et de frottement latéral Q_s . Ces corrélations entre la charge de fluage Q_c et les charges limites de en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

$$\text{Pour les pieux refoulant le sol : } Q_c = \frac{Q_p + Q_s}{15} = \frac{Q_l}{15}$$

$$\text{Pour les pieux ne refoulant pas le sol : } Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{15}$$

$$\text{Pour les pieux travaillant en arrachement : } Q_p = 0 \text{ et } Q_c = \frac{Q_s}{15}$$

La méthode de dimensionnement vise à déterminer la charge limite Q_l et Q_c .

Encastrement équivalent

La hauteur d'encastrement équivalent Q_e est un paramètre conventionnelle de calcul destiné à tenir compte que les caractéristiques mécanique des sols de couverture sont généralement plus faible que celle du sol porteur, Q_e est donné par l'expression :

$$Q_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_{le}^*(z).dz$$

On $p_{le}^*(z)$ est obtenue en joignant par des segments de droites sur une échelle les différentes p_{le}^* .

d : pris à 0 sauf s'il existe des couche de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.

Pression limite équivalente

C'est la pression moyenne autour de la base de la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-d}^{D+3a} P_l \times(z).dz$$

Avec : $a=B/2$ si $B \leq 1m$.

$a=0.5m$ $B > 1m$.

$b= \min (a, h)$.

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Calcul de la charge limite de pointe Q_p

Selon le fascicule 62 – Titre V, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \times K_p \times p_{le}^*$$

Avec :

A : section de la pointe du pieu.

K_p : Facteur de portance.

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes, les valeurs du facteur de portance K_p sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.2. Les valeurs de K_p en fonction de la techniques de la mise en œuvre du pieu et de la nature de sol.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement de sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement de sol
Argiles, limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables, graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes : marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.1 à 3.8

Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fut du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = A_s + q_{sI}$$

A_s : Périmètre du pieu.

q_{sI} : Frottement latérale unitaire limite le long du fut du pieu.

Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* par les courbes de la figure suivante :

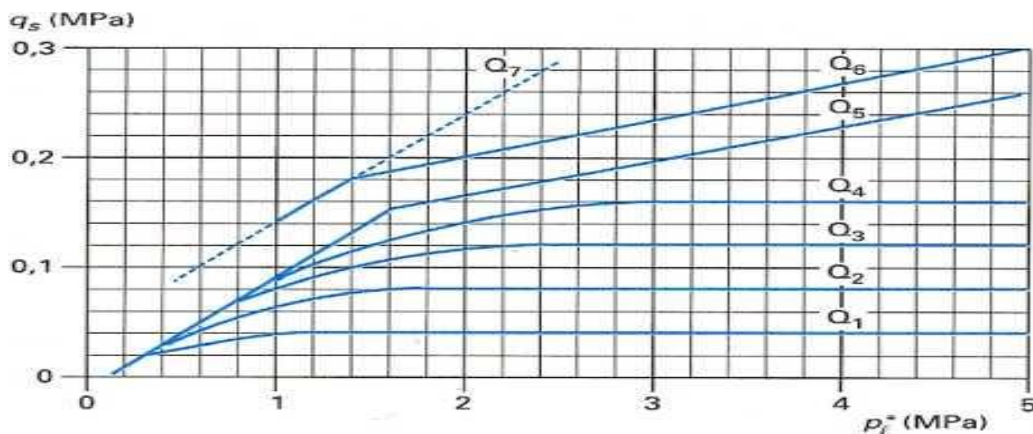


Fig VI.5 : valeur de frottement latéral unitaire

Le tableau suivant indique le choix de la courbe à utiliser en fonction :

De la nature du sol

Du type de pieu.

Tableau VI.3. *Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire.*

Type de pieu	Argiles-limons			Sables-graves			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1 Q_2 (1)	Q_2 Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4 Q_5 (1)	Q_3	Q_4 Q_5 (1)	Q_6
Foré à la boue	Q_1	$Q_1 \cdot Q_2$ (1)		Q_1	Q_2 Q_1 (2)	Q_3 Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4 Q_5 (1)	Q_3	Q_4 Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1 \cdot Q_2$ (3)		Q_1	Q_2 Q_1 (2)	Q_3 Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3 Q_4 (3)	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure a 30m).

(3) Forage a sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive a faible débit.

VI.6.5 : Application numérique :

1-calcul de la résistance de pointe Q_p

$$p_l^* = 47.44 \text{ bars}$$

$$K_p = 1.3 \text{ (argile, } p_l^* > 2.5 \text{ bars)}$$

$$D = 20 \text{ m (profondeur)}$$

$$Q_p = A_p \times K_p \times p_l^*$$

A_p : La section droite de la pointe.

$$Q_p = 3.14 \times (0.5)^2 \times 1.3 \times 47.44 = 48.56 \text{ bars} = 4856 \text{ kn}$$

2-calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

$$Q_p = A_s \times q_{sl}$$

Avec

A_s : Surface latéral du pieu ($=\pi \times B \times D$)

q_{sl} : Frottement latéral unitaire limite

Argile ; $p_l^* = 10.46 \text{ bars} = 1.046 \text{ MPA}$

Pieu foré simple \rightarrow abaque Q_3

$$q_{sl} = 0.8 \text{ bars}$$

$$q_{sl} = 3.14 \times 1 \times 20 \times 80 = 5024 \text{ KN}$$

3-calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s = 4856 + 5024 = 9880 \text{ KN}$$

4-calcul de la charge admissible

La détermination des charges admissible sous les états limites de service fait référence a la charge de fluage pour un pieu foré sans refoulement de sol.

$$Q_c = Q_p/2 + Q_s/1.5 = 1523.6/2 + 5024/1.5 = 5777.33 \text{ KN}$$

5-capacité portante du pieu

A l'ELU : -combinaisons fondamentale : $Q_l/1.40 = 7057 \text{ KN}$

-combinaisons accidentelles : $Q_l/1.25 = 7904 \text{ KN}$

A l'ELS : -combinaisons rares : $Q_c/1.10 = 552.11 \text{ KN}$

-combinaisons quasi-permanentes : $Q_c/1.40 = 4126.66 \text{ KN}$

VI.6.6 : Détermination du nombre de pieux :

Le nombre de pieux se calcul par la formule suivante :

$$n = \frac{N_t}{Q_{ad}}$$

Avec :

n : Nombre de pieux

N_t : Poids total de la structure y compris le poids du radier général

Q_{ad} : Capacité d'un pieu (charge admissible)

A P'ELS :

$$N_t = N_1 + N_2$$

$$N_1 = 55311.72KN$$

N_2 (Poids propre du radier général)

$$N_2 = 379.52 \times 0.4 \times 25 = 3795.2KN$$

$$N_t = 59106.92KN$$

$$n = \frac{N_t}{Q_{ad}} = \frac{N_t}{\left(\frac{Q_l}{1.4}\right)} = \frac{59106.92}{4126.66} = 14.32 \text{pieux}$$

On prend 14 pieux de diamètre 1m.

Tableau.VI.4. les valeurs de résistance des différents diamètres des pieux de 10m de Profondeur

Diamètre(m)	Résistance de point [KN]	Résistance de frottement [KN]	Charge limite [KN]	Charge admissible [KN]
0.6	1743.73	3015.92	4759.66	2882.48
0.8	3099.97	4021.23	7121.21	4230.81
1	4843.70	5026.54	9870.25	5772.88
1.2	6974.93	6031.85	13006.79	7508.70

Tableau.VI.5. Nombres des pieux calculés

Diamètre	0.6	0.8	1	1.2
Nombre des pieux	28	19	14	11

On prend 14 pieux de diamètre 1m

VI.6.7 : Ferrailage des pieux :

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composé sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

$$N=55311.72/14=3950.83\text{KN}$$

On utilise le logiciel SOCOTEC : $A_s=37\text{cm}^2$

$$A_{smin}=0.5\% \times B=0.5\% \times \pi \times r^2/100 =39.25\text{cm}^2.$$

$$\text{Donc } A_s = A_{smin} = 39.25\text{cm}^2$$

On prend $A=14\text{HA}20=43.98\text{cm}^2$

- Les armatures transversales formées de cerces de $\emptyset 10$ et d'un espacement de 15cm.

VI.6.8 : Schéma de ferrailage du pieu :

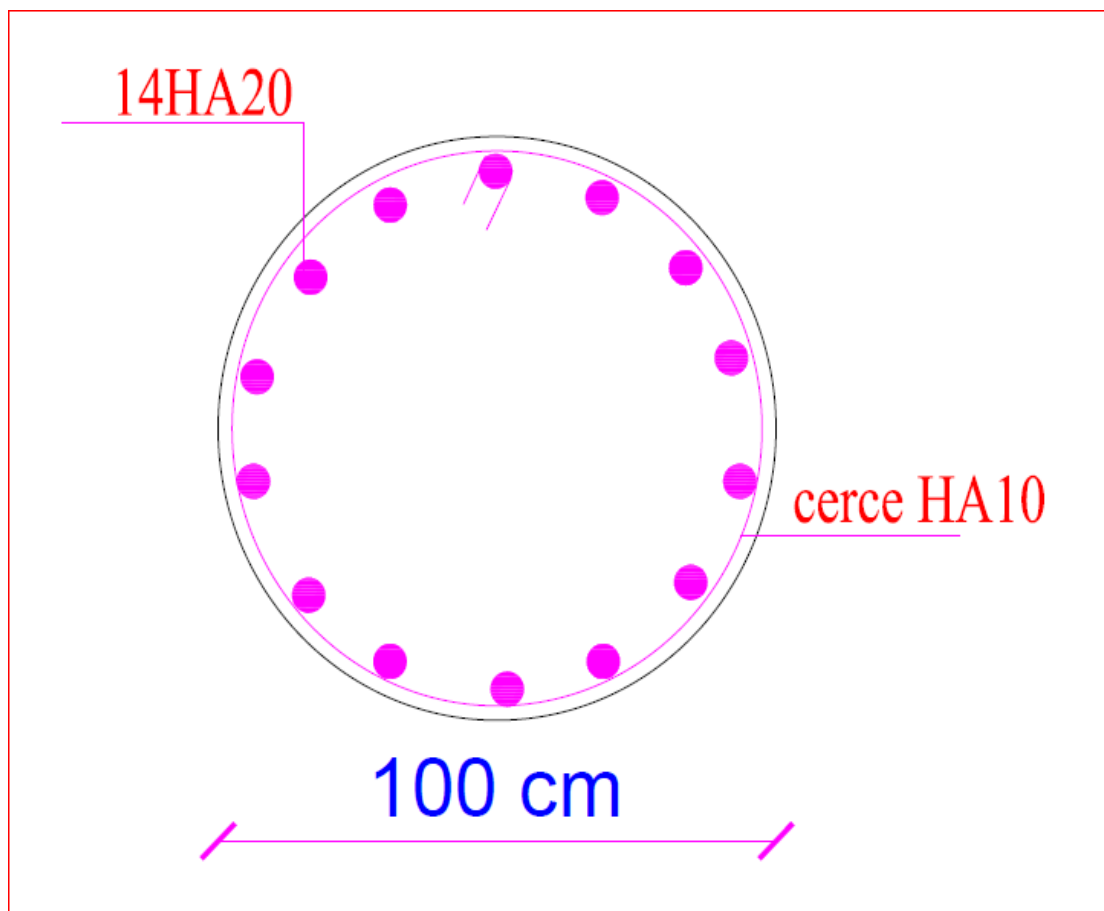


Fig VI.6 : Schéma de ferrailage du pieu

VI.6.9 : Disposition des pieux sous le radier :

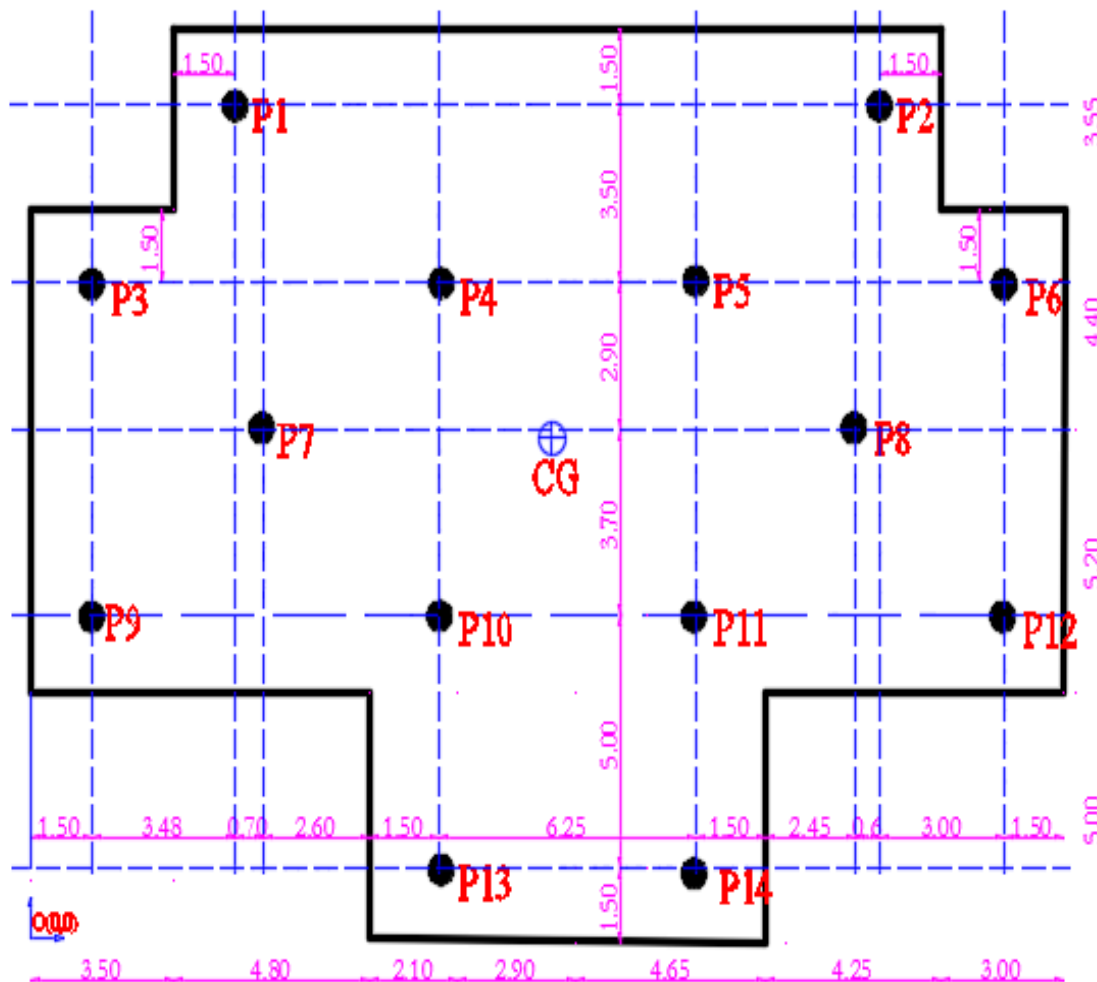


Fig VI.7 : Schéma de Disposition des pieux sous le radier

Effet de groupe

Quand les pieux sont rapprochés, d'un entraxe inférieurs à $2.5 \times B$ (B : diamètre du pieu), le chevauchement des bulbes de contraintes limitant les surfaces de plastification du sol crée des zones d'interférence sur une surface travaillant en semelle fictive, susceptible de poinçonner la couche d'ancrage des pieux. A cet effet, des vérifications spécifiques sont nécessaires.

Dans notre cas (entraxe pieu $> 2.5 \times B$), on peut se dispenser de la vérification d'effet de groupe.

VI.7 : calcul du radier

Un radier est une fondation superficielle offrant une surface continue généralement plane, sous la totalité de l'ouvrage fondé ; travaillant comme une dalle renversée.

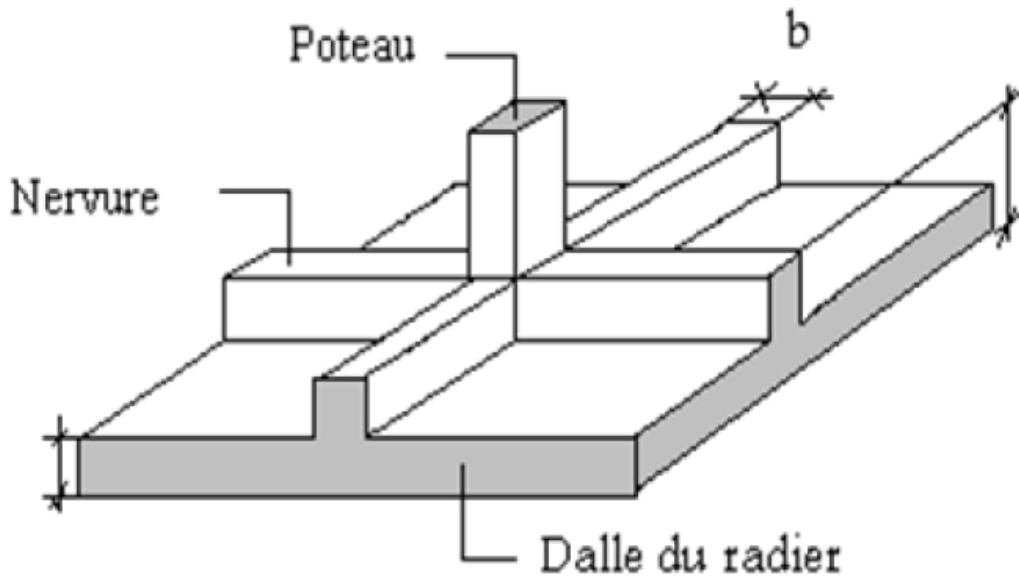


Fig VI.8 : Schéma de Disposition des pieux sous le radier

VI.7.1 : combinaisons de calcul [1]

Les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$

$0.8G \pm E$

Pré dimensionnement

$N_1 = 55311.27 \text{KN}$. (effort normal transmis au radier)

Or que la surface totale de notre bâtiment est $S_t = 379.52 \text{m}^2$. donc on prend : $S_t = 379.52 \text{m}^2$.

Le pré dimensionnement des radier se fait en respectant les conditions suivantes :

A.1. Condition de coffrage :

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{cm}$$

h_t : de la dalle.

$L_{max} = 5.2 \text{m}$; La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur

Calcul du poids total :

$$N_s = N_1 + N_2$$

N_1 : Poids de la structure, $N_1=55311.27\text{KN}$

N_2 : Poids de la radier, $N_2=3795.2\text{KN}$

$N_s = 59106.47\text{KN}$

A.2. Condition de rigidité :

Dalle

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{KN}/\text{m}^2$.

I : Inertie de la section de radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN}/\text{m}^3$.

b : La largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 76.57 \text{cm} ; \text{Pour } L_{max}=5.2\text{m}$$

Après calcul on aura: $h_t \geq 76.57\text{cm}$ on prend $h_t = 85\text{cm}$

$B_{pieux} = 100\text{cm}$

La hauteur de la $h_t=85\text{cm}$

La hauteur de la $h_r=65\text{cm}$

VI.7.2 : Vérifications

Vérifications au poinçonnement

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

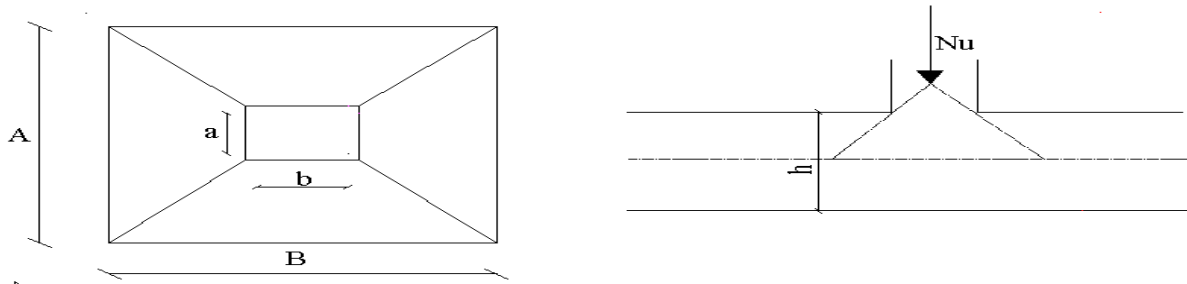


Fig VI.9. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée Q_u

Avec

N_u : Effort normal transmis par le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : Hauteur du radier.

$$\mu_c = (A' + B') \times 2$$

$$A' = a + h_t \quad ; \quad B' = b + h_t$$

$$\mu_c = 2 \times (0.8 \times 2 + 1.1 \times 2) = 7.6 \text{ m}$$

$$h_t = 85 \text{ cm}$$

$$N_u = 3021.3 \text{ kN}$$

$$Q_u = 0.045 \times 7.6 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.15} = 6319.56 \text{ kN.}$$

$$Q_u = 6319.56 \text{ kN} > N_u = 3021.3 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérifications au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau, \text{ fissuration préjudiciable} \rightarrow \tau = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

N_u : Effort normal transmis par la structure plus poids de radier.

$$T_{max} = \frac{N_u \times l_{max}}{2 \times S_t} = \frac{59106.92 \times 5.2}{2 \times 489.15} = 314.17 \text{ kN.}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.65 = 0.59 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{314.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.59} = 0.53 < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Il y'aura pas le risque de cisaillement.

Vérifications au renversement

On doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \dots\dots\dots [1]$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{17521.05}{59106.92} = 0.29 < \frac{25.25}{4} = 6.31 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{24891.05}{59106.92} = 0.42 < \frac{18.25}{4} = 4.56 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.7.3 : Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. (fig. VI.9)

VI.7.3.1 : Calcul des sollicitations

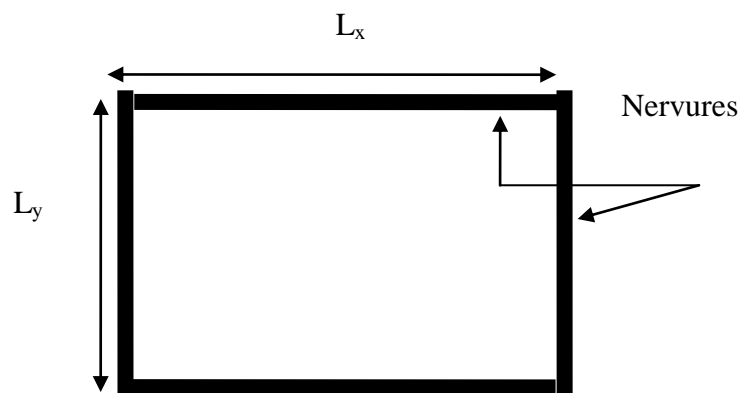


Fig. VI.10. Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$Q_u = \frac{N_u}{S_t} = \frac{59106.92}{379.52} = 155.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux direction}$$

$$\rho = 0.92 \rightarrow \text{ELU}$$

$$\mu_x = 0.0437$$

$$\mu_y = 0.8251$$

$$M_x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_u \rightarrow M_x = 184.03 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 151.84 \text{KN.m}$$

Les moments dans le radier

En travée

$$\text{Sens x-x : } M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 156.42 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 129.06 \text{KN.m}$$

En appuis

$$\text{Sens x-x : } M_{ax} = 0.5 \times M_x \rightarrow M_{ax} = 92.01 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_{ay} = 0.5 \times M_y \rightarrow M_{ay} = 75.92 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire $b \times h_r = 1 \times 0.65 \text{m}^2$

Condition de non fragilité

On calcul A_{min} :

$$h_t > 12 \text{cm}$$

$$\rho > 0.4$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r$$

On a des HA f_e E400 $\rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 65 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$\rho = 0.92$$

$$A_{min}^x = 5.40 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^y = 5.2 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Les resultants de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6. Ferrailage de radier

Sens	Localisation	M [KN.m]	A _{calculé} [cm ² /m.l]	A _{min} [cm ² /m.l]	A _{adopté} [cm ² /m.l]	Choix de barres	S _t [cm]
x - x	Travée	156.42	7.74	5.4	8.04	4HA16	25
	Appuis	92.01	4.5	5.4	6.79	6HA12	16
y - y	Travée	129.06	6.36	5.2	8.04	4HA16	25
	Appuis	75.92	3.7	5.2	6.79	6HA12	16

VI.7.3.2 : vérifications

Les espacements (S_t)

$$S_t \leq (3 \times h ; 33\text{cm}) = \min (195\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Sens x-x :

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{Mpa.}$$

$$V_x = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{\frac{L}{2} + 1} = 277.34\text{KN.}$$

$$\tau_x = \frac{277.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.6} = 0.46\text{Mpa} < 1.25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$V_y = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{\frac{L}{2} + 1} = 256.01\text{KN.}$$

$$\tau_x = \frac{198.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.6} = 0.42\text{Mpa} < 1.25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55311.27}{614.57} = 89.99\text{KN/m}^2.$$

N_s : est l'effort normal de service + le poids du radier

A l'ELS (v=0.2)

$$\rho = 0.92 \rightarrow \text{ELS}$$

$$\mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.8799$$

$$M_x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_u \rightarrow M_x = 214.35 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 188.60 \text{KN.m}$$

Les moments dans le radier

En travée

Sens x-x : $M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 182.19 \text{KN.m}$

Sens y-y : $M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 160.31 \text{KN.m}$

En appuis

Sens x-x : $M_{ax} = 0.5 \times M_x \rightarrow M_{ax} = 107.17 \text{KN.m}$

Sens y-y : $M_{ay} = 0.5 \times M_y \rightarrow M_{ay} = 94.3 \text{KN.m}$

La fissuration a considérer est préjudiciable:

On doit vérifier que:

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Les resultants sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

Sens	Moment	M_{ser} [KN.m]	A [cm ²]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]
x-x	Travée	182.19	9.2	5.28	15
	Appuis	107.17	5.3	3.72	15
y-y	Travée	160.31	7.94	4.6	15
	Appuis	94.3	4.6	3.2	15

VI.7.3.3 : schéma de ferrailage

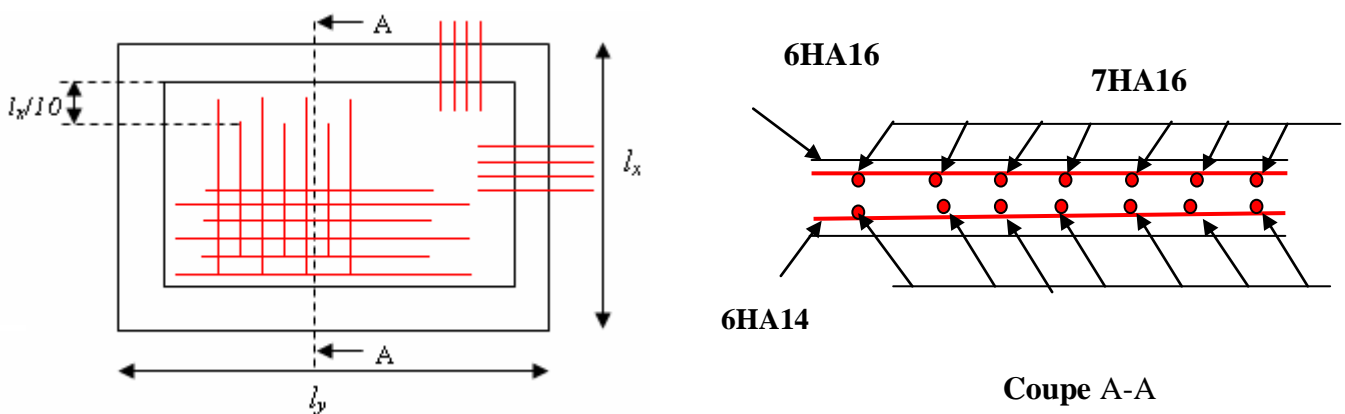


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du radier

VI.7.4 : les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.92 \rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charge (trapézoïdales et triangulaires)

-charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

-charge trapézoïdales :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdales.

$$q_u = 155.74 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 145.54 \text{KN} / \text{m}^2$$

VI.7.4.1 : Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont obtenues a partir du SAP2000.

Sens longitudinal (x-x)

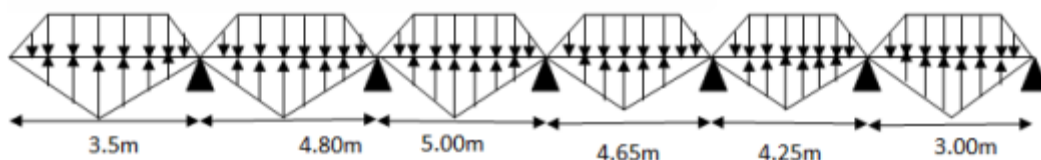


Figure VI.12. Sollicitation sur les nervures longitudinales

Sens transversal (y-y) :

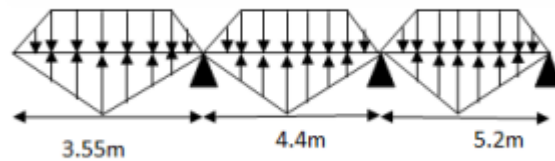


Figure VI.13. Sollicitation sur les nervures transversales

VI.7.4.2 : Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.85\text{m}$$

$$h_0 = 0.65\text{m}$$

$$b_0 = 0.80\text{m}$$

$$d = 0.6\text{m}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{4.8}{10}; \frac{5.2}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min (0.48 ; 2.6)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.4\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.6\text{m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résultats du ferrailage

Sens	Localisation	M_u [KN.m]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]
x-x	Travée	322.67	15.71	12	5HA20=15.71
	Appuis	686.635	34.01	12	4HA25+5HA20=35.34
y-y	Travée	857.58	42.28	12	5HA25+3HA32=48.67
	Appui	1016.7	51.25	12	5HA25+4HA32=56.71

a-vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

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.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \times y^3}{3} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I: I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les resultants sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9. Vérification des contraintes

Sens	Localization	M_{ser} [KN.m]	σ_{bc} [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	σ_s [Mpa]
x-x	Travée	301.13	2.28	15	201.63	240
	Appui	713.10	6.32	15	179.92	240
y-y	Travée	801.15	6.07	15	148.01	240
	Appui	950.02	6.9	15	163.94	240

a-vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V_{max} [KN]	τ_u [Mpa]	Observation
x-x	626.98	1.04	Vérifiée
y-y	661.82	1.1	Vérifiée

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(24.28; 80; 20) = 20 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

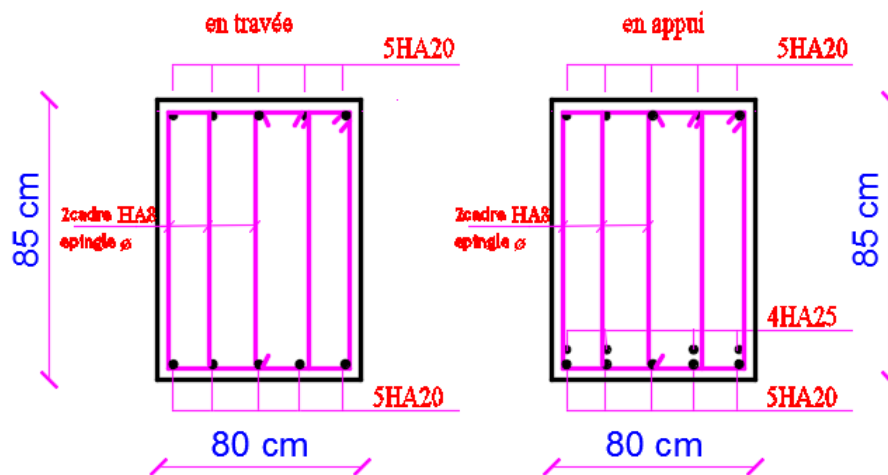
Espacement des aciers transversaux

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow S_t = \min(27,5; 12,20) = 10\text{cm soit } S_t = 10\text{cm}$$

Mais en zone nodale on adopte des espacements de 5cm

VI.7.4.3 : Schéma de ferrailage :

Sens x-x:



Sens y-y:

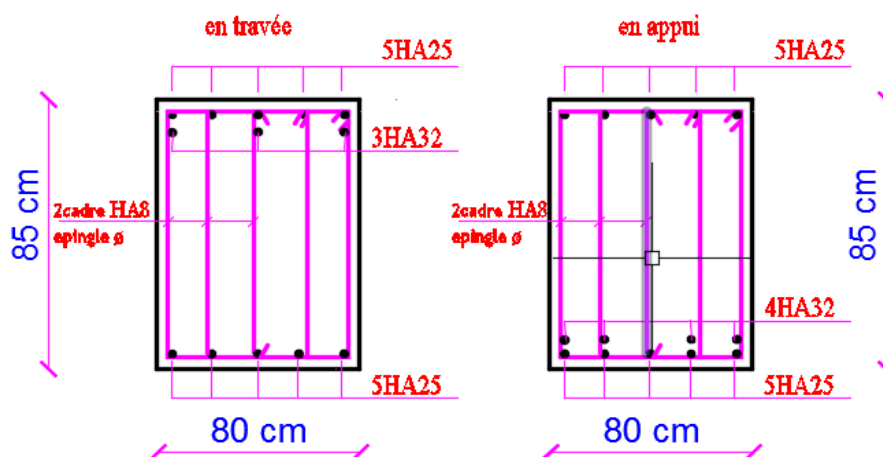


Fig VI.14. Schéma de ferrailage

VI.8. Etude du Voile périphérique:

VI.8.1. Introduction:

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.8.2. Dimensionnement du voile:

La hauteur $h=3.06$ m

La longueur $L=4.65$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

VI.8.3. Caractéristiques du sol:

$\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$: Le poids spécifique

L'angle de frottement: $\varphi = 27.5^\circ$.

La cohésion $c = 0 \text{ KN/m}^2$

VI.8.4. Évaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3.4 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5^\circ}{2})) \Rightarrow G = 25.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b. Surcharge accidentelle :

$q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 3.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.8.5. Ferrailage du voile:

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

• Calcul à l'ELU

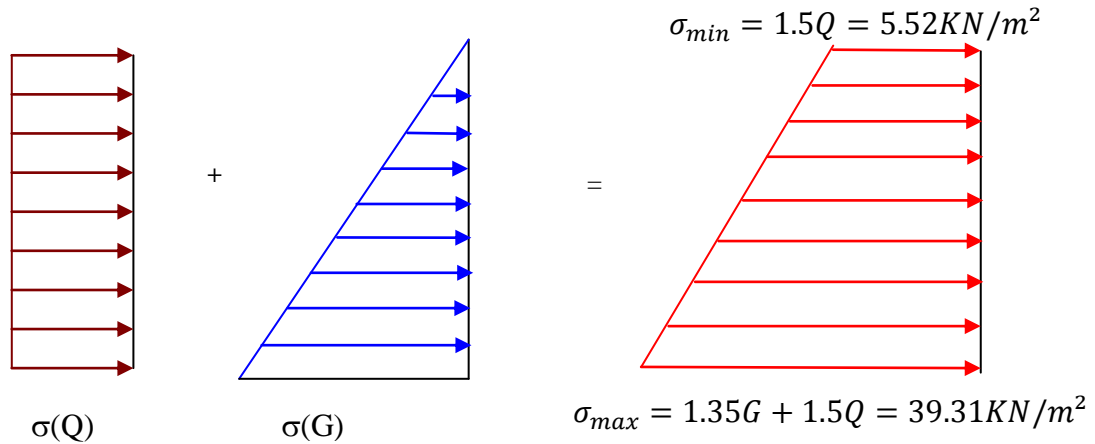


Figure VI.15 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.87 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 30.87 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.65 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ;$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.65 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} \text{ (Annexe E1)}$$

$$M_{0x} = 42.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 15.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 10.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.04 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 8.85 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{ci-dessous :}$$

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b x h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M	μ_{bu}	α	Z	A	A_{min}	A_{adp}
		[KN.m]			[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
travée	XX	35.86	0.149	0.20	0.119	8.62	2	6T14=9.24
	YY	12.96	0.054	0.069	0.126	2.94	2	4T10=3.14
Appui		21.09	0.087	0.115	0.124	4.42	2	4T12=4.52

• **Les espacements:**

- Armatures // L_x : $St \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \Rightarrow St = 25\text{ cm}$
- Armatures // L_y : $St \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \Rightarrow St = 25\text{ cm}$

VI.8.6. Vérifications :

a. A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$\rho = 0.65 > 0.4$

$e \geq 12\text{cm}$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$

$\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - 0.65) \times 100 \times 20 = 1.10\text{cm}^2$

$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$

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

$A_t \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

$A_a \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5\text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a

$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{60 \times 3.06}{2} \times \frac{3.06^4}{3.06^4 \times 4.65^4} = 14.50\text{KN}$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{60 \times 4.65}{2} \times \frac{3.06^4}{3.06^4 \times 4.65^4} = 22.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.5}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérifications à l'ELS

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= Q = 7.8 \text{ KN} / \text{m}^2; \\ \sigma_{\max} &= Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 7.8 + 47.71 \Rightarrow \sigma_{\max} = 55.51 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 43.58 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 43.58 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.085 \\ \mu_y &= 0.5235 \end{aligned} \quad \text{(Annexe E1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.085 \times 43.58 \times 3.06^2 = 34.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5235 \times 34.68 = 18.15 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= 34.68 \text{ KN.m} \\ M_{tx} &= 29.47 \text{ KN.m}; \\ M_{ty} &= 15.42 \text{ KN.m}; \\ M_{ax} &= 17.34 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• **Vérification des contraintes:**

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \\ \bar{\sigma}_s &= \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\begin{aligned} y &= 9.54 \text{ cm} \\ I &= 30600.95 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 49.98 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée.

VI8.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique:

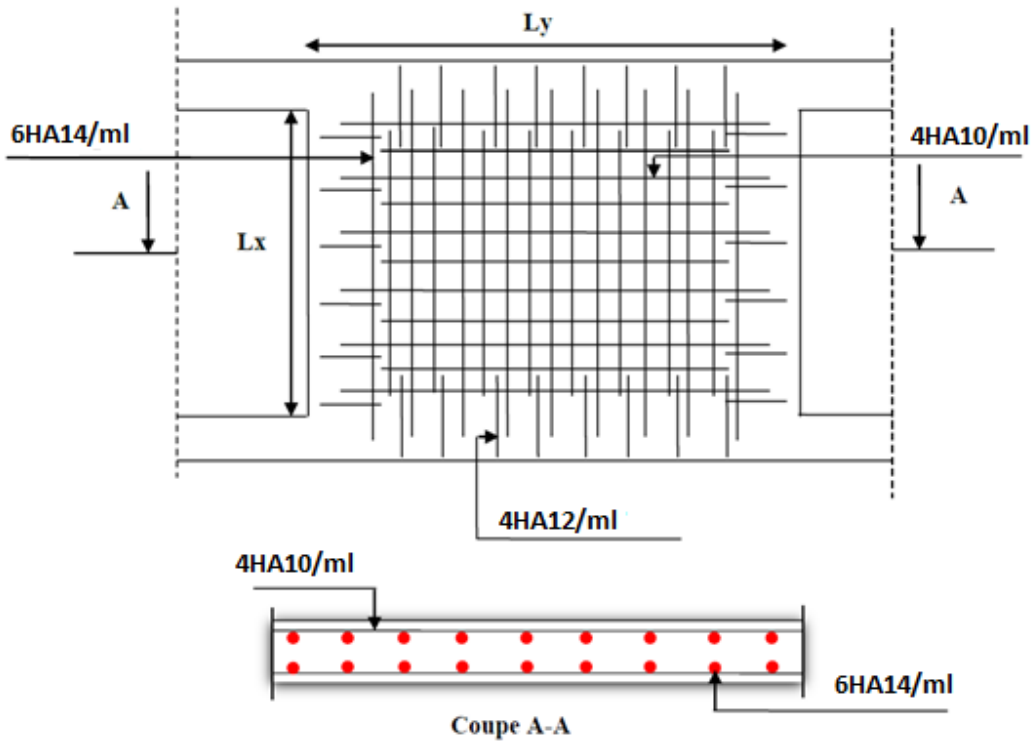


Figure VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prise par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie. En effet, les constructions (ponts, bâtiments, charpentes, barrages.. .) doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige,...) ou même exceptionnelles (accident, séisme,...) sans endommagement et sans mettre en danger les occupants.

La stabilité est assurée quand en chaque point de la construction les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du matériau.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur:

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment; les contraintes architecturales.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui 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 est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Conclusion générale

Une structure ne doit pas nécessairement être extrêmement résistante et dispendieuse. de nos jours ils existent plusieurs méthodes dont la méthode de construction parasismique la plus efficace et la plus économique est l'isolement bas qui a le but est de découpler les superstructures des bâtiments de leur partie basse afin de résister aux séismes.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ HENRY THONIER Conception et calcule des structures de bâtiment
- ✓ Pierre Charon Calcule du béton armé aux états limites de service
- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).

Autres documents consultés :

Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.