

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

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue d'obtention du Diplôme de MASTER en génie civil
Option : MATERIAUX & STRUCTURES

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation contreventé
Par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Mr. AFIA Hamza
Mr. ABDELADIM Sofiane
Mr. GHEBRIOUA Hamza

Promoteur :

Mr. CHELOUAH

Membres du jury:

Mme. Attil Souad
Mr. Bouzeroura Mansour

Promotion 2012-2013

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr.Chelouah sans oublier Mr. Kasdi(gérant d'un bureau d'étude) qui nous a aidé lors de la modélisation.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

LISTE DES FIGURES

Numéro de figure	Titre de figure	page
I.1	Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge de béton	06
I.2	Diagramme des contraintes du béton	07
I.3	Diagramme des contraintes limites du béton	08
I.4	Diagramme contrainte déformation de l'acier	10
I.5	Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	06
II.1	Plancher a corps creux	14
II.2	Schéma statique de l'acrotère	19
II.3	Schéma de l'escalier	20
II.4	Surface afférente de poteau	26
II.5	Schéma statique de la descente de charge	27
III.1	Schéma d'une poutrelle	36
III.2	Evaluation des efforts tranchants	41
III.3	Schéma de ferrailage de la poutrelle type 3, type 1	60
III.4	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	61
III.5	Dalle sur 4 appuis	64
III.6	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appui	71
III.7	Schéma de ferrailage de balcon	74
III.8	Schéma de ferrailage de balcon	77
III.9	Schéma statique de l'escalier	78
III.10	Schéma statique de la volée 2 type 2	80
III.11	Schéma statique de la volée 2 type 3	82
III.12	Schéma statique de la poutre palière	85
III.13	Schéma statique de la poutre palière a la torsion	86
III.14	Ferrailage de la poutre palière	89
III.15	Schéma de ferrailage de l'acrotère 2,3,4	98
III.16	Schéma de ferrailage de l'acrotère 1	99
III.17	Cage de l'ascenseur	99
III.24	Schéma représentant la surface d'impacte	100
III.18	Schéma de ferrailage de la dalle plein de l'ascenseur	106
III.19	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	111
IV.1	Spectre de réponse	117
IV.2	Disposition des voiles selon le maître de l'œuvre	118
IV.3	Mode 1	119
IV.4	Disposition des voiles	120
IV.5	Mode 1 (translation x, x')	121
IV.6	Mode 2 (translation y, y')	122
IV.7	Mode 3 (rotation autour de z, z')	123
V.1	Zone nodale	133
V.2	Section d'un poteau	138
V.3	Coupe longitudinales	140
V.4	Schéma de ferrailage des poteaux RDC	141
V.5	Schéma de ferrailage des poteaux 1,2,3	141
V.6	Schéma de ferrailage des poteaux 4,5,6	142
V.7	Schéma de ferrailage des poteaux 7,8	142
V.8	Disposition constructives des portiques	145
V.9	La zone nodale	149
V.10	Schéma de ferrailage des poutres principales	151
V.11	Disposition des voiles	153

V.12	Schéma d un voile plein	154
V.13	Schéma de ferrailage d' un voile plein V3	157
V.14	Schéma de ferrailage d' un voile plein V3	158
VI.1	Schéma dune semelle isolée	159
VI.2	Zone de contact poteau	162
VI.3	Schéma de ferrailage de radier	167
VI.4	Schéma de ferrailage de débord	168
VI.5	Sollicitations sur les nervures sens y, y'	170
VI.6	Sollicitations sur les nervures sens x, x'	171
VI.7	Section a ferrailé	171
VI.8	Schéma de ferrailage des poutre principales	175
VI.9	Voile périphériques	175
VI.10	Schéma de ferrailage Voile périphériques	179

LISTE DES TABLEAUX

Numéro du tableau	Titre du tableau	page
I.1	Caractéristique mécanique des matériaux utilisée	13
II.1	Evaluation des charges sur le plancher de terrasse inaccessible	16
II.2	Evaluation des charges sur le plancher de terrasse accessible	17
II.3	Evaluation des charges étage courant	17
II.4	Evaluation des charges de plancher RDC	17
II.5	Evaluation des Charges du balcon	18
II.6	Evaluation des Charges des murs extérieures	18
II.7	Poids de la acrotère	19
II.8	Pré dimensionnement des escaliers	22
II.9	Evaluation des charges du palier	23
II.10	Evaluation des charges de la volée	23
II.11	Evaluation de poids propre de poteau	27
II.12	Descente de charge de poteau	30
II.13	Résultats de vérification de compression simple	32
II.14	Résultats de vérification au flambement	33
III.1	Sollicitations de plancher étage courant	48
III.2	Les sollicitations de plancher terrasse accessible	50
III.3	Les sollicitations de plancher terrasse inaccessible	50
III.4	Vérification a la flèche	58
III.5	Ferraillage du plancher étage courant	59
III.6	Ferraillage terrasse inaccessible	59
III.7	Ferraillage terrasse accessible	60
III.8	Les panneaux des dalles plaines	63
III.9	Vérification a la flèche de la dalle type 4 dans le sens x	69
III.10	Vérification a la flèche de la dalle type 4 dans le sens y	70
III.11	Schéma des dalles sur 4 appuis	70
III.12	Tableau des dalles sur 3 appuis	75
III.13	Ferraillage des dalles sur 3 ou 2 appuis	77
III.14	Sollicitations d'escaliers types 1	78
III.15	Ferraillage de la volée d escalier type 1	78
III.16	Sollicitations de la volée d escalier type 2	81
III.17	Ferraillage de la volée type2	81
III.18	Vérification a l'ELS d escalier type2	82
III.19	Ferraillage d'escalier type 2	82
III.20	Schéma de ferraillage d escalier type 2	84
III.21	Les sollicitations de la poutre palière	85
III.22	Ferraillage de la poutre palière	86
III.23	Les deferent's types d 'acrotère	90
III.24	Caractéristiques des acrotères	90
III.25	Vérification au séisme	91
III.26	Les efforts normaux dans les acrotères	91
III.27	Les moments dans les acrotères	91
III.28	Les efforts tranchants dans les acrotères	92
III.29	Ferraillage de l acrotère	98
III.30	Calcul de la section de ferraillage de la dalle de l ascenseur	103

III.31	Armatures longitudinales	108
IV.1	Valeurs des pénalités P.q.	114
IV.2	Période de vibration et taux de participation massique	124
IV.3	Vérification de effort tranchant a la base	125
IV.4	Vérification de l interaction sous charges verticales	126
IV.5	Vérification de l interaction sous charges horizontales	127
IV.6	Vérification de effort normal réduit	128
IV.7	Vérification des déplacement dans le sens x	128
IV.8	Vérification des déplacement dans le sens y	129
IV.9	Vérification a L'effet P- Δ	130
V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	133
V.2	Sollicitations dans les poteaux	135
V.3	Armatures longitudinales dans les poteaux	135
V.4	Armature transversales dans les poteaux	136
V.5	Vérification des flambements dans les poteaux	137
V.6	Vérification des contraintes dans les poteaux	138
V.7	Vérification des sollicitations tangentiels	139
V.8	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres	144
V.9	Ferraillage des poutres	146
V.10	Vérification effort tranchant	147
V.11	Vérification de la contrainte limite de béton	148
V.12	Moment résistant dans les poteaux	150
V.13	Vérification des zones nodales	150
V.14	Récapitulation des efforts dans le voile RDC	155
V.15	Récapitulation des efforts dans le voile de 15 cm	155
V.16	Ferraillage des voiles selon x	156
V.17	Ferraillage des voiles selon y	156
VI.1	Résumé des résultats de ferraillage	165
VI.2	Vérification des contraintes du radier	166
VI.3	Résumé des résultats de ferraillage a l ELS de radier	166
VI.4	Vérification des contraintes du radier	167
VI.5	Résumé des résultats de ferraillage	168
VI.6	Résumé des résultats de vérification des contraintes	168
VI.7	Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y)	170
VI.8	Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(x-x)	171
VI.9	Résumé des résultats (vérification des contraintes)	173
VI.10	Ferraillage des longrines	174
VI.11	Section des armatures des voiles périphériques	177

SYMBOLES ET NOTATIONS

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

φ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

y_b : Coefficient de sécurité de béton

y_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W : Charges d'exploitation.

W : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

: Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

: Coefficient de portance.

: Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation

(bars). : Contrainte effective finale (bars).

: Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

: Contrainte de cisaillement (MPa).

: Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

III.3. ETUDE DE L'ESCALIER.....	78
III.4. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.....	85
III.5. ETUDE DE L'ACROTERE.....	89
III.6. ETUDE DE L ASCENSSEUR.....	99
III.7. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	107
III.8. CONCLUSION.....	111
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV INTRODUCTION	112
IV.1. METHODE DE CACUL	112
IV. 2. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	112
IV.3 DISPOSITION DES VOILES	117
IV.4. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	120
IV.1. Modes de vibration et taux de participation massique.....	124
IV.2. Vérification de la période	125
IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	125
IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques	125
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	127
IV.6. Vérification vis-à-vis des déplacements	128
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	129
IV.5 CONCLUSION	131
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	
V INTRODUCTION.....	132
V.1 ETUDE DES POTEAUX	132
V.2 ETUDE DES POUTRES	143
V.3 ETUDE DES VOILES.....	152
V.4 CONCLUSION	158
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI. NTRODUCTION	159
VI.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	159
VI.1. Vérification des semelles isolées.....	159
VI.2. Vérification des semelles filantes.....	160
VI.3 Radier général	161
VI.2 LES VOILES PERIPHERIQUES.....	175
VI.3 CONCLUSION.....	180
CONCLUSION GENERALE.....	
BIBLIOGRAPHIE.....	
ANNEXES	

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	PAGE
Chapitre I : Généralité	
I. INTRODUCTION.....	01
I.1 PRESENTATION DE PROJET.....	01
I.2 CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE	01
I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTULISEE.	02
I.4 ETATS LIMITES	02
I.5 LES ACTIONS ET SOLLICITATIONS.....	03
I.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.	05
I.6.1. Le béton	05
I.6.2. L'acier	10
I.7. HYPOTHESES DE CALCUL	11
I.8. CONCLUSION.....	13
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	14
II. NTRODUCTION	14
II.1 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	14
II.1.1 Les planchers	14
II.1.1.1 Planchers corps creux	14
II.1.1.2 Les dalles pleines	15
II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	16
II.1.2 Les murs extérieurs	18
II.1.3 L'acrotère	18
II.1.4 Les escaliers	20
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	24
III.2.1 Les poutres	24
III.2. 2 Les poteaux	25
III.2.3 Les voiles	33
II.3 CONCLUSION	34
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	35
III INTRODUCTION	35
III.1. ETUDE DES PLANCHERS	35
III.1.1 Planchers corps creux	35
III.1.2. Planchers dalles pleines	62
III.2. ETUDE DES BALCONS	71

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines 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.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+8+sous sol). Il regroupe à la fois services au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations à été menée.

I. INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1 Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation (ces appartements de types f3 et f4) faisant partie d'une opération immobilière. Sa structure est en R+8 avec un sous sol, ayant une forme irrégulière et implantée dans la Ville de Bejaia (Tajeboudjth à cotée du lycée). Cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone II.a) selon le (RPA 99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

I.2 Caractéristiques de la structure :

I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

✓	Largeur en plan	-----	15.74m
✓	Longueur en plan	-----	24.33m
✓	Hauteur du RDC	-----	3.96 m
✓	Hauteur du sous sol	-----	2,21m
✓	Hauteur étage courant	-----	2.97 m
✓	Hauteur totale	-----	34,2 m

I.2.2 Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (S3t).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,3$ bars.

I.2.3 Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction

portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2

I.4 Etat Limites :

I.4.1 Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.4.2 États limite ultimes (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.4.3 Etats limite de service (ELS) :

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

I.5 Les Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

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

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Les charges d'exploitations.
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

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

I.5.1.3 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.5.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1 Le béton :

I.6.1.1 Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2 Composition du béton:

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

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

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

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

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

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

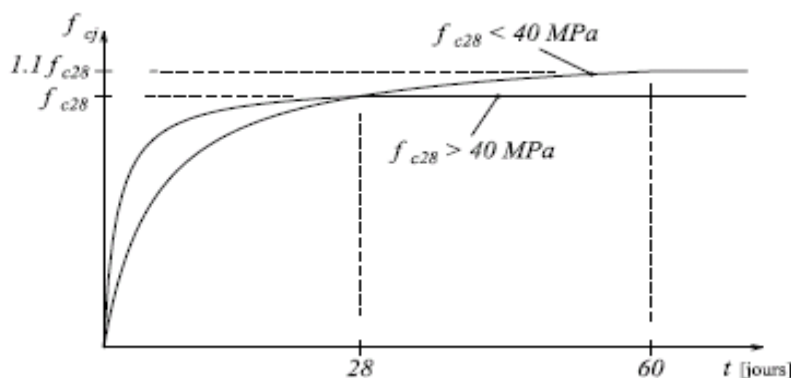


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{ij} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06fc_j & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . \\ f_{ij} = 0,275 fc_j & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . \end{cases}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} .$$

C. Contrainte limite :

C.1 Etat limite ultime :

• Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

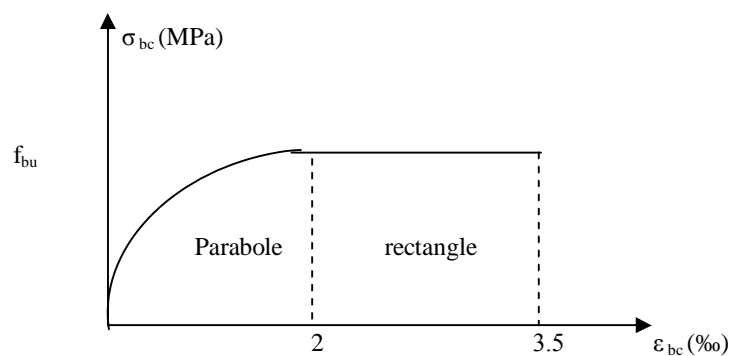


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,15$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

C.2 Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

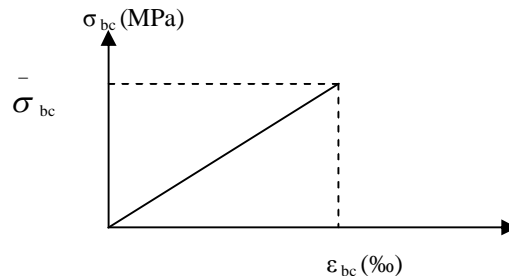


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

d. déformation longitudinale du béton:

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

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} , \quad (f_{cj}=f_{c28}= 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28}= 32164 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donnée par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

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

Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

b. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

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

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

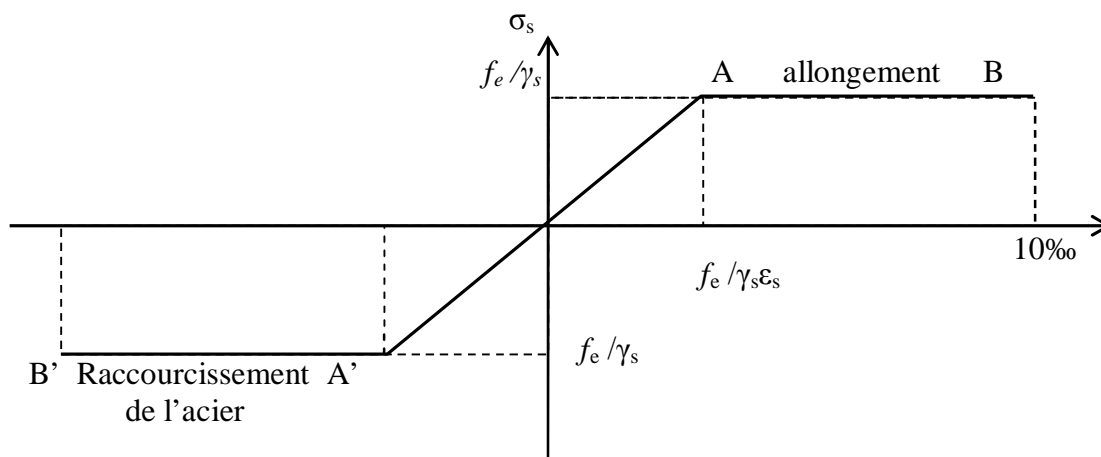


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,65 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.

- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

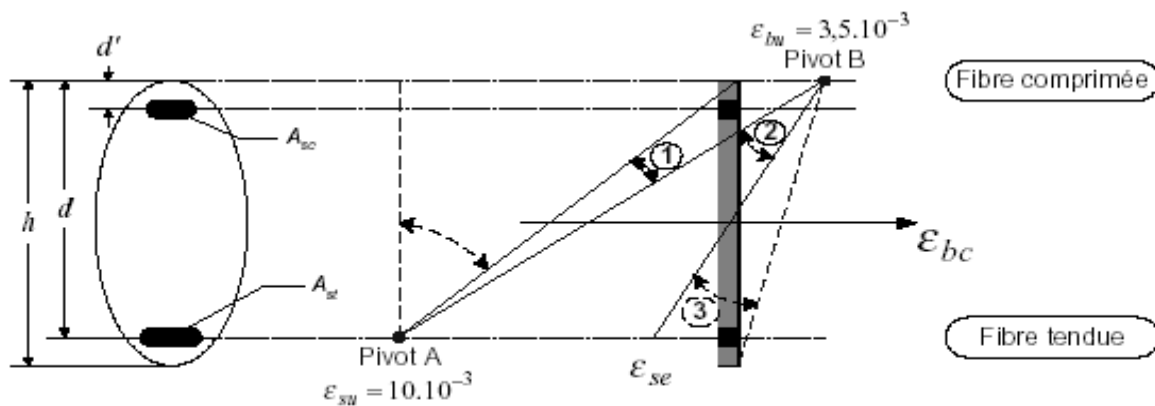


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- ✓ $f_c = 400$ MPa.

VIII. CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tab I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
		400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	348
		/
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN	240
		176

II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1 pré dimensionnements des éléments non structuraux :

II.1.1 Les planchers

1) Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance

II.1.1.1. Planchers à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher.

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = 4.53 - 0.3 = 4.23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{423}{22.5} = 18.8 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$:

- 16 cm: l'épaisseur de corps creux
- 4 cm : dalle de compression

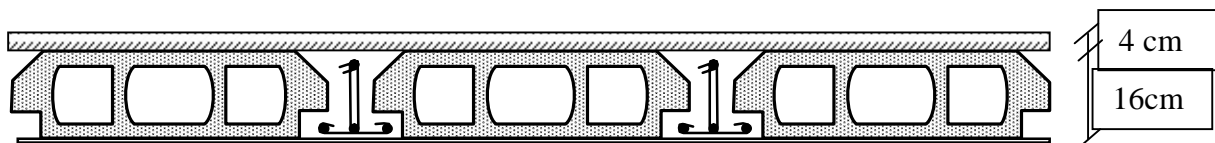


Figure II.1 : Plancher à corps creux

a. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (08 \text{ à } 12)$$

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 423 \text{ cm}$).

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{423}{10}\right)$$

On adopte : $b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$ Soit : **$b = 65 \text{ cm.}$**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.1.1.2 Dalles pleine :

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

a. 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 : **$e = 15 \text{ cm.}$**

b. Résistance a la flexion :

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

- Pour une dalle sur un seul appui. $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

- **Panneau sur 04 appuis (D₁) :**

$$L_x=4.23 \quad l_y=5.5$$

$$\frac{423}{50} \leq e \leq \frac{423}{40} \Rightarrow 8.46 \text{ cm} \leq e \leq 10.57 \text{ cm} \quad , \quad \text{On prend : } e = 10 \text{ cm}$$

- **Panneau sur 03 appuis (D₂) :**

$$L_x=1.2 \quad l_y=1.45$$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

On prend : **e = 15 cm**

- **Panneau sur 02 appuis (D₃)**

$$L_x=1.30 \quad l_y=2.75$$

Même remarque que les deux panneaux précédents, donc on prend : **e = 15 cm**

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (15 \text{ cm}, 10 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Alors on adopte : **e = 15 cm**

a. II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers:

○ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.1: évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1	Gravions roulé de protection	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (15%)	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Plancher à corps creux	(16+4)	14,25	2,85
	Charge permanente totale			G = 6,69
	Surcharge d'exploitation			Q = 1,00

❖ Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

<i>Désignation des éléments</i>	<i>e (m)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Revêtement en carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	0.100	2.2
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.20	0.36

- La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{terr} = 6.49.KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre est $Q_{terr} = 1.5KN / m^2$.

○ Plancher étage courant :

Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur</i>	<i>Densité</i>	<i>Poids</i>
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle en corps creux	(16+4)	14,25	2,85
	Cloison de séparation	/	/	1,26
	Charge permanente totale			G = 5,63
	Surcharge d'exploitation			Q = 1,50

○ *Dalle pleine (RDC) :

Tableau II.4 : évaluation des charges du plancher RDC

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur</i>	<i>Densité</i>	<i>Poids</i>
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle pleine	15	25	3,75
	Cloison de séparation	/	/	1,26
	Charge permanente totale			G = 6.53
	Surcharge d'exploitation			Q = 5.00

○ **Balcon :****Tableau II.5 : évaluation des charges du balcon**

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur</i>	<i>Densité</i>	<i>Poids</i>
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle pleine	15	25	3,75
	Cloison de séparation	/	/	1,26
	Charge permanente totale			G = 6.53
	Surcharge d'exploitation			Q = 3,50

II.1.2. Les murs extérieurs**Tableau II.6 : évaluation des charges des cloisons extérieures**

<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Brique creuse	10	9	0.9
Brique creuse	15	9	1.35
Enduit extérieur en ciment	2	0.18	0.36
Enduit intérieur en ciment	2	0.18	0.36
Charge permanente totale			G = 2.97

II.1.3. L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

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

Dans notre cas nous avons quatre (04) types d'acrotère.

Tableau II.7 : Poids d'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit de ciment (e = 2 cm)	Poids propre	Total (KN/ml)
1	60	12	0,4	2.01	2.41
2	100	12	0,8	3.21	4.01
3	110	12	0.8	3.51	4.31
4	170	12	0.8	5.31	6.11

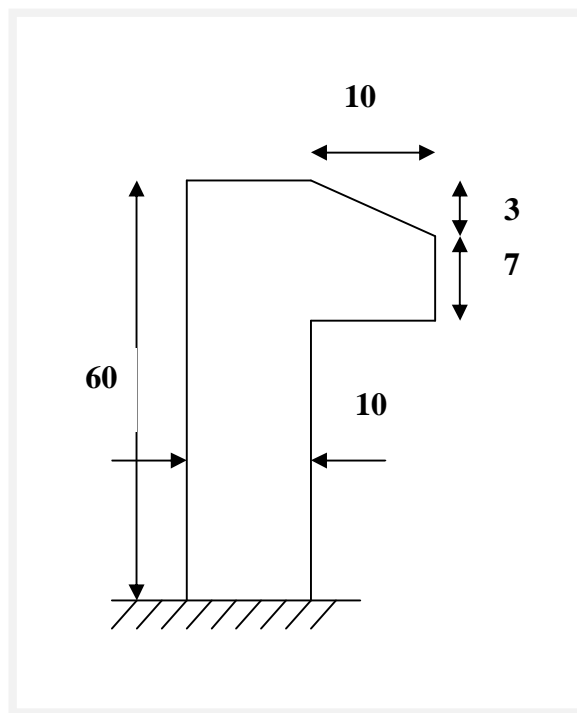


Figure II.2 : schéma statique de l'acrotère

II.1.4 Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (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)

H : Hauteur d'étage

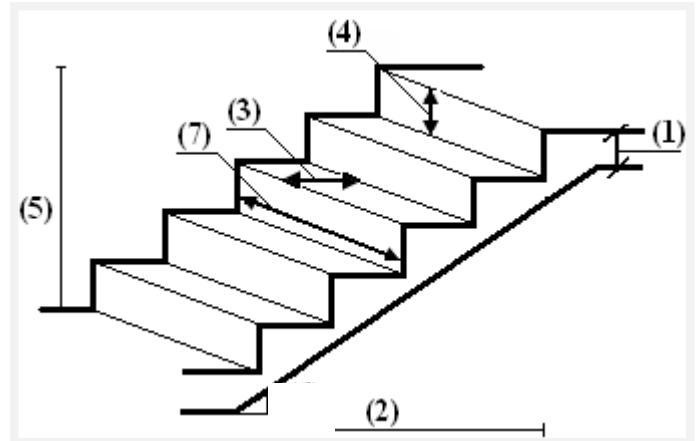


Fig.II.3. Schéma de l'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < 2h+g < 66$.

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \quad \begin{array}{l} n : \text{nombre de contre marche.} \\ H : \text{hauteur de la volée.} \\ L : \text{longueur de la volée.} \end{array}$$

Soit : $H = 1,49.m.$ $L = 2,40m.$

$$g + 2h \approx 64cm \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.04n + 3 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$ contres marches.

$$D'où : \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

h = 17 cm.

g = 30 cm

➤ **Pour sous sol :**Hauteur sous sol : **2,21 m**Hauteur de la volé : **2.21 m.**

Le nombre des marches sous sol est :

Volé : $n = H/h = 2.21/0,17 = 13$ contre marches, donc on aura : **12 marches.**Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 2.21/3.60$ d'où : $\alpha = 31.54^\circ$.La longueur de la volée est : $L = 2.21/\sin(31.54) = 4.22\text{m}$ ✓ **Épaisseur de la volée :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}.$$

$$L = 2.21/\sin(31.54) = 4.22\text{m}$$

$$14.06 \text{ cm} < e < 21.10 \text{ cm}$$

On prend : **e = 16 cm.** pour toute les volées➤ **Pour le RDC**Hauteur de RDC : **3.96 m**Hauteur de la volé (type 1) : **0.99 m.**Hauteur de la volé (type 2) : **1.49 m**Hauteur de la volée (type 3) : **1.48m**Longueur de palier : **1.6 m**

Le nombre des marches RDC est :

Volé 1 : $n = H/h = 0.99/0,17 = 6$ contre marches, donc on aura : **5marches.**Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 0.66/1.45$ d'où : $\alpha = 34.32^\circ$.La longueur de la volée est : $L = 0.99/\sin(34.32) = 1.75\text{m}$ **Volé 2** : $n = H/h = 1.49/0,17 = 9$ contre marches, donc on aura : **8 marches.**Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 1.49/2.40$ d'où : $\alpha = 31.83^\circ$.La longueur de la volée est : $L = 1.49/\sin(31.83) = 2.82\text{m}$ **Volé 3** : $n = H/h = 1.48/0,18 = 9$ contre marches, donc on aura : **8 marches.**Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 1.4/2.40$ d'où : $\alpha = 31.83^\circ$.La longueur de la volée est : $L = 1.49/\sin(31.83) = 2.82\text{m}$

✓ **Epaisseur de la volée :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

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

$$L=1.49/\sin(31.83) +1.6=4.42m$$

$$14.73 \text{ cm} < e < 22.1 \text{ cm}$$

On prend : **e = 16cm.** pour toute les volées

➤ **Pour les étages de 1 a 8 :**

Volé 1 : $n = H/h = 1.49/ 0,17 = 9$ contre marches, donc on aura : **8 marches.**

Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 1.49/2.40$ d'où : $\alpha = 31.83^\circ$.

La longueur de la volée est : $L=1.49/\sin(31.83)=2.82m$

Volé2 : $n = H/h = 1.48/ 0,17 = 9$ contre marches, donc on aura : **8 marches.**

Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = 1.4/2.40$ d'où : $\alpha = 31.83^\circ$.

La longueur de la volée est : $L=1.49/\sin(31.83)=2.82m$

✓ **Epaisseur de la volée :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

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

$$L=1.49/\sin(31.83)=4.42m$$

$$14.73 \text{ cm} < e < 22.1 \text{ cm}$$

On prend : **e = 16 cm.** pour toute les volées

Tableau II.8 : Pré dimensionnement des escaliers

	<i>H_{étage}</i> (m)	<i>Volée</i>	<i>H_{volée}</i> (m)	<i>Inclinaison</i> (α)	<i>L_{volée}</i> (m)	<i>Nombre de</i> <i>marche</i>	<i>Epaisseur</i> (cm)
Sous sol	2.21	1	2.21	31.54	4.22	12	16
RDC	3.96	1	0.99	24.57	1.59	5	
		2	1.49	31.83	2.82	8	
		3	1,48	31.83	2,82	8	
1^{er} ~ 8^{ème}	2.97	1	1,49	31.83	2.82	8	
		2	1,48	31.83	2.82	8	

○ Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau II.9: évaluation des charges du palie

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	16	25	4,00
Enduit ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale			G = 5.52
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

➤ Volée

Tableau II.10 : évaluation des charges de la volée

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage verticale	2	20	0.24
Carrelage horizontale	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0,648
Lit de sable	2	18	0,583
Paillasse	16/(cos α)	25	4,70
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	18·(1/2)	22	1,98
Enduit ciment	2/(cos α)	18	0,423
Charge permanente totale			G = 9.57
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

II.2.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la

condition du CBA 93 suivante : [3] $\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{12}$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5.35$ m)

D'où ;

$$\frac{535}{16} \leq h \leq \frac{535}{12} \Rightarrow 33.43 \text{ cm} \leq h \leq 44.58 \text{ cm} \text{ Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30 \text{ cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1,33 \leq 4$ c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\diamond h = 40 \text{ cm}$$

$$\diamond b = 30 \text{ cm}$$

b. Les poutres secondaires :

la hauteur $\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{12}$

D'où : Donc $\frac{413}{16} \leq h \leq \frac{413}{12} \Rightarrow 25.81 \text{ cm} \leq h \leq 34.41 \text{ cm}$

Soit : $h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{30}{30}\right) = 1 \leq 4$c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 30 cm**
- ❖ **b = 30 cm**

II.2.2. Les poteaux : [1]

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_c/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

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

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol, R.D.C, : poteaux (45,45) cm².
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : poteaux (40, 40) cm².
- 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage : poteaux (35,35) cm².
- 7^{ème}, 8^{ème} étage : poteaux (30,30) cm²

➤ **Descente de charges :**

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

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

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression [4]:**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

• **Poteau le plus sollicitée :**

La surface afférente

$$S = 16.19m^2$$

Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 16.19 \times 6,49 = 105.07 KN \\ Q = 16.19 \times 1.5 = 24.28 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 1 à 7 : } \begin{cases} G = 16.19 \times 5,63 = 91.15 KN \\ Q = 16.19 \times 1,5 = 24.28 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC, sous sol : } \begin{cases} G = 105.72 KN \\ Q = 16.19 \times 5 = 80.95 KN \end{cases}$$

Les poutres

$$\begin{cases} G_{pp} = 5.22 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 15.66 KN \\ G_{ps} = 3.1 \times 0.30 \times 0.3 \times 25 = 6.97 KN. \end{cases}$$

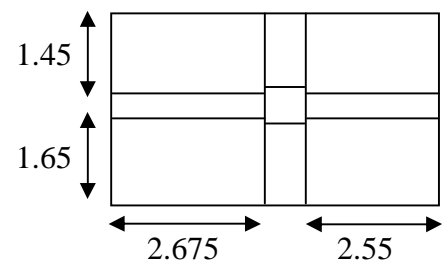


Fig.II.4. Surface afférente du poteau

a) Les poteaux :

$$G_p = S \cdot 25 \cdot h_e$$

Tableau.II. 11. Evaluation des poids propres des poteaux

Etage	Sous sol	RDC	Etage1, 2,3	Etage4,5,6	Etage 7 et 8
S (cm ²)	0.2025	0.2025	0.16	0.1225	0.09
GP (KN)	11.18	20.04	11.88	9.095	6.68

• **Application de la dégression**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2 \times n})$ étant valable, et on

obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Terrasse(N₁) : $Q_{10}=Q_t=1.5\text{KN/m}^2$

Etages 8(N₂) : $Q_8=Q_t+Q_e=3\text{KN/m}^2$

Etages 7(N₃) : $Q_7=Q_t+0.95 \times (Q_e + Q_e)=4.35\text{KN/m}^2$

Etages 6(N₄) : $Q_6=Q_t+0.90 \times (Q_e + Q_e + Q_e)=5.55\text{KN/m}^2$

Etages 5(N₅) : $Q_5=Q_t+0.85 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e)=6.6\text{KN/m}^2$.

Etages 4(N₆) : $Q_4=Q_t+0.80 \times (Q_e + Q_e + Q_e +Q_e+Q_e)=7,5\text{KN/m}^2$

Etages 3(N₇): $Q_3=Q_t+0.75 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=8.25\text{KN/m}^2$

Etages 2(N₈) : $Q_2=Q_t+0.70 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=8.85\text{KN/m}^2$

Etage 1(N₈) : $Q_1=Q_t+0.65 \times (Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e+Q_e)=9.3\text{KN/m}^2$

RDC (N₁₁) : $Q_R= \text{venant du 1}^{\text{ème}} \text{étage} + 5\text{KN}=14.3 \text{ KN/m}^2$

Sous sol(N₁₂) : $Q_{ss}= \text{venant du RDC} + 3,5\text{KN}= 17.8\text{KN/m}^2$

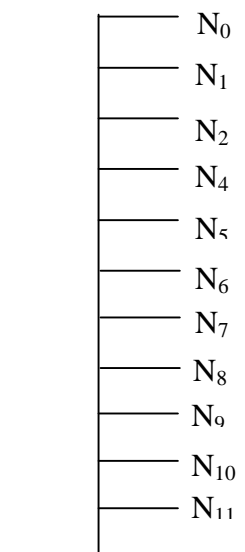


Fig.II.5. Schéma statique de la descente de charge.

- **DECENTE DE CHARGES**

Tableau. II. 12 : Descente de charge du poteau .

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	105.07	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (30 x 30) cm ²	6.68	
	Total	134.38	24.285
N2	Venant de N1	134.38	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	6.97	
	Poteau (30 x 30) cm ²	6.68	
	Mur	23.78	
	Total	278.62	48.57
N3	Venant de N2	278.62	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.095	
	Mur	23.78	
	Total	425.27	70.42
N4	Venant de N3	425.27	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.095	
	Mur	23.78	
	Total	571.92	89.85

N5	Venant de N4	571.92	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.095	
	Mur	23.78	
	Total	718.58	106.85
N6	Venant de N5	718.28	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (40x 40) cm ²	11.88	
	Mur	23.78	
	Total	868.02	121.42
N7	Venant de N6	868.02	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (40 x 40) cm ²	11.88	
	Mur	23.78	
	Total	1017.46	133.56
N8	Venant de N7	1017.46	
	Plancher étage	91.15	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (40 x 40) cm ²	11.88	
	Mur	23.78	
	Total	1166.9	143.28

N9	Venant de N8	1166.9	
	Plancher étage	91.15	
	G_{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G_{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (45 x 45) cm ²	20.04	
	Mur	23.78	
	Total	1324.5	150.56
N10	Venant de N9	1324.5	
	Plancher étage	105.72	
	G_{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G_{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Poteau (45 x 45) cm ²	11.18	
	Mur	69.56	
	Total	1533.59	231.15

N11	Venant de N10	1533.59	
	Plancher étage	105.72	
	G_{pp} (40 x 30) cm ²	15.66	
	G_{ps} (30 x 30) cm ²	06.97	
	Total	1661.94	288.18

❖ Les vérifications nécessaires

a) Poteau sous sol

▪ L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1533.59 + 1.5 \times 231.15 = 2417.07 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

$$N_u \text{ de } 10\% \text{ tel que : } N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 2417.07 = 2658.77 \text{ KN}$$

▪ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2658.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.177 m^2$$

On a $B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 m^2$.

$B = 0.2025 m^2 > 0.177 m^2$ Condition vérifiée.

▪ **Vérification au flambement :**

on doit faire la vérification suivante :

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 1.91 = 1.33 m$.

$B = 0.2025 m^2$.

$$I = \frac{0.041}{12} = 0.341 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.341 \times 10^{-2}}{0.2025}} = 0.1299$$

$$\lambda = \frac{1.33}{0.129} = 10.23 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.31}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad B_r \geq \frac{2658.17 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.144 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2.5) \times (45 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.18 m^2$$

0.18 > 0.144donc le poteau ne risque pas de flamber

b) Les autres poteaux

▪ **Vérification à la compression simple**

Tableau.II. 1. Résultats des vérifications à la compression simple.

Poteau	Sous-sol	RDC	Etage 1 et 2 et 3	Etage 4,5 et 6	Etage 7 et 8
N _u (KN)	2658.17	2215	1969.25	1243.39	493.89
B _{cal} (m ²)	0.177	0.147	0.131	0.082	0.032
B _{adop} (m ²)	0.2025	0.2025	0.160	0.1225	0.09

▪ **Vérification au flambement**

Tableau. II. 2. Résultats des vérifications au flambement.

poteau	Sous sol	RDC	Etage 1,2,3	Etage 4 ,5,6	Etage 7 et 8
N_u (KN)	2658.17	2215	1969.25	1243.39	493.89
B_{adop} (m ²)	0.2025	0.2025	0.160	0.1225	0.09
l_0 (m)	1.91	3.66	2.67	2.67	2.67
l_f (m)	1.33	2.56	1.869	1.869	1.869
$I.10^{-2}$ (m ⁴)	0.341	0.341	0.213	0.125	0.067
i (m)	0.129	0.1299	0.115	0.101	0.086
λ	10.31	2.56	16.17	18.50	21.62
α	0.83	0.798	0.84	0.80	0.78
$B_{r_{cal}}$ (m ²)	0.144	0.127	0.106	0.070	0.028
$B_{r_{adp}}$ (m ²)	0.180	0.180	0.140	0.105	0.075

II.2.3. Les voiles :

a. Définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

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

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

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile (e_{\min}) est de 15cm.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15\text{cm} \quad (\text{conditions de rigidité aux extrémités}).$$

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{22} \right)$$

On a: $h_e = 2.57$ m pour étage courant.

$$h_e = 3.56\text{m} \quad \text{pour R.D.C.}$$

$$\text{D'où : } e \geq \frac{356}{22} \Rightarrow e \geq 16.18 \text{ cm} \quad . (\text{RDC et sous sol})$$

$$e \geq \frac{2.56}{22} \Rightarrow e \geq 11.63 \text{ cm} \Rightarrow . (\text{étage courant})$$

On adopte :

e = 20 cm pour sous sol, RDC et sous sol.

e = 15cm pour étage courant.

➤ **Vérification :**

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

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

On a: **L_{min} = 120 cm**..... C'est vérifier

II.3 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

I. INTRODUCTION :

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

III.1 Etude Des Planchers :**III.1.1 : Planchers a corps creux :**

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.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.1 Calcul des poutrelles :

III.1.1.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a. Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b. Critère de continuité :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

III.1.1.2 Dimensions de la poutrelle :

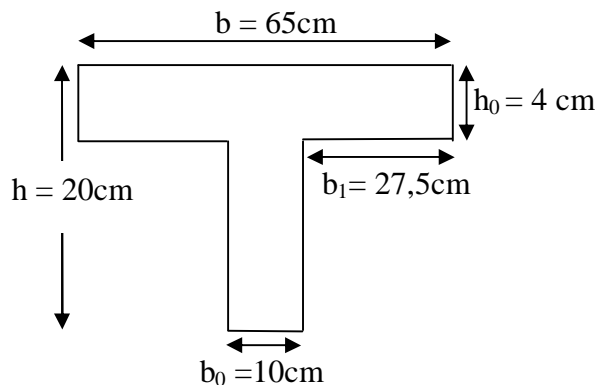
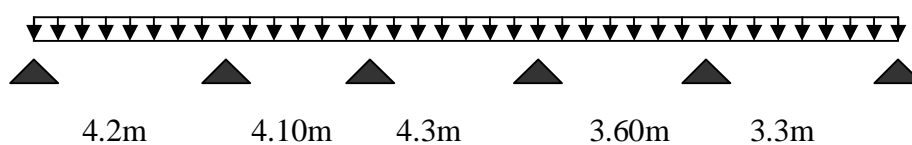


Figure III.1 : Schéma d'une poutrelle.

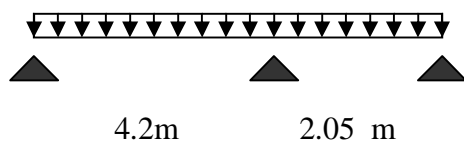
III.1.1.3 : Les différents types des poutrelles :

❖ plancher RDC :

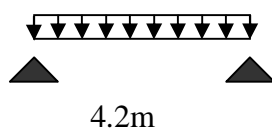
Type 1 :



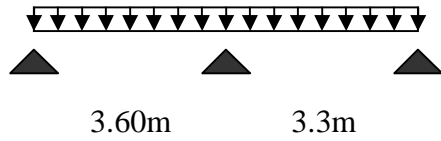
Type 2 :



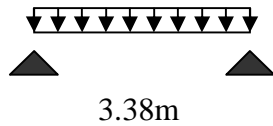
Type 3 :



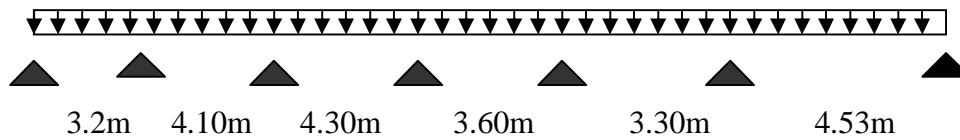
Type 4 :



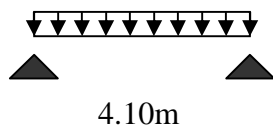
Type 5:



Type 6:

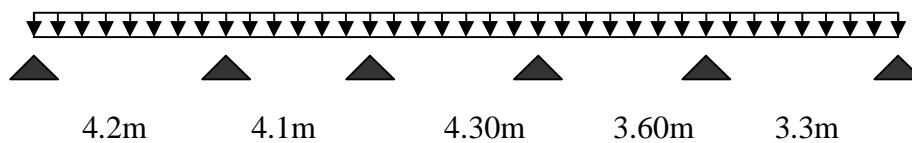


Type 7:

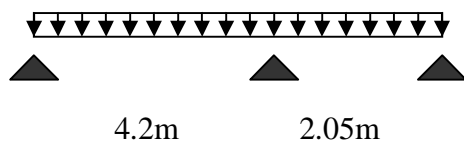


❖ plancher a étage courant :

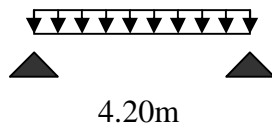
Type 1 :



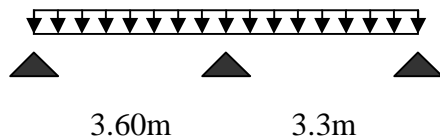
Type 2 :



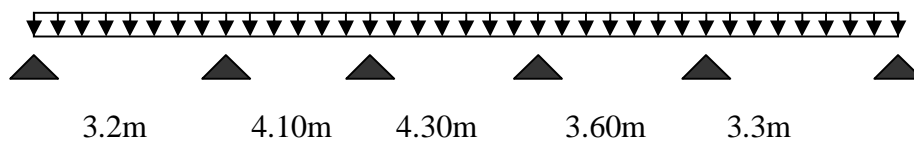
Type 3 :



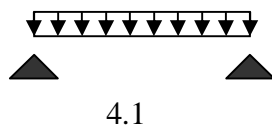
Type 4 :



Type 5 :

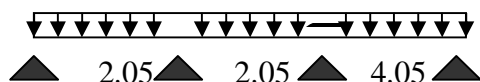


Type 6:



❖ Plancher terrasse inaccessible :

Type 4 :



III.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6,69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 6,69 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,84 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6,69 + 1) \times 0,65 = 4,99 \text{ KN/ml}$
- **Plancher terrasse accessible :** $G = 6,49 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 6,49 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 7,15 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6,49 + 1,5) \times 0,65 = 5,19 \text{ KN/ml}.$

- **Plancher étage courant** : $G = 5.63 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1,35 \times 5,63 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5,35 + 1,5) \times 0,65 = 4,63 \text{ KN/ml}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations :

❖ Méthodes de calculs

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a. Méthode forfaitaire :

❖ Conditions d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles

portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$).

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

La méthode forfaitaire reste applicable même lorsque le rapport des portées des éléments sort de la limite [0,8 ; 12,5].

❖ Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

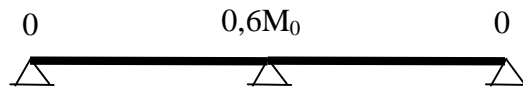
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

❖ Moment sur appuis :

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.

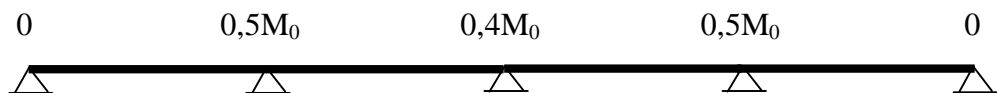
- Appuis intermédiaires :

❖ Poutres à deux travées :



Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

❖ Poutres à plus de deux travées :



Ces moment sont de l'ordre de $(- 0,5M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré :a

$$M_0 = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

❖ Moment en Travées :

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

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

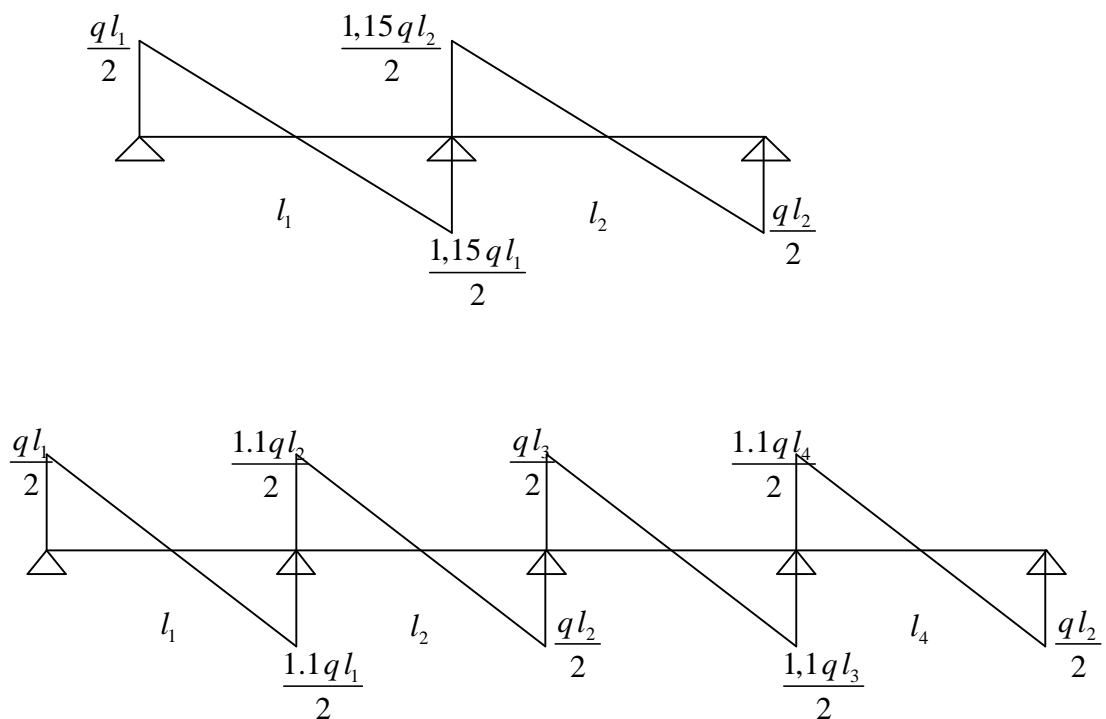


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de CAQUOT :

❖ **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

❖ **Moment en appuis :**

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

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} (L - X) M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{qL}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

❖ **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \frac{L}{2} - qX - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.1.4. Etude de plancher étage courant:

$$G = 5,63 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \times 5,63 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,4 \text{ KN/ml}$$

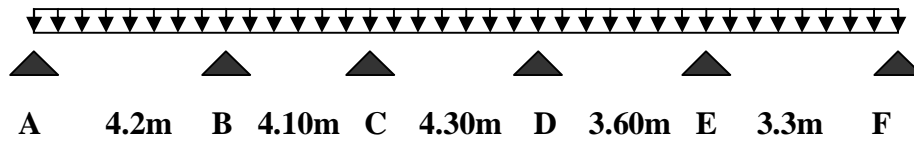
$$q_s = (5,63 + 1,5) \times 0,65 = 4,63 \text{ KN/ml}$$

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 4:

b. Calcul des sollicitations :

Poutrelle Type 1 :



Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 14.11 \text{ KNm.}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 13.44 \text{ KNm.}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 14.79 \text{ KNm.}$$

$$\text{Travée DE : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 10.36 \text{ KNm.}$$

$$\text{Travée EF : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 8.71 \text{ KNm.}$$

Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = -0,5 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 M_{01} = -7.05 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0,4 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 M_{01} = -5.91 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0,4 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 M_{01} = -5.91$$

$$M_E = -0,5 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 M_{01} = -5.18 \text{ KNm}$$

Les Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,21$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): M_t \cong [(1+0.3 \times 0.21) \times 14.11] - (7.055+0)/2 \Rightarrow M_t \cong 11.47 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \cong (1.2+0.3 \times 0.21) 14.11 / 2 \Rightarrow M_t \cong 8.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\begin{cases} (1): M_t \cong 7.80 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \cong 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} (1): M_t \cong 9.80 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \cong 8.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} (1): M_t \cong 5.51 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \cong 5.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée EF:

$$\begin{cases} (1): M_t \cong 6.66 \text{ KN.m} \\ (2): M_t \cong 5.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les efforts tranchants :**Travée AB :**

$$V_A = \frac{q_u L}{2} = 13.44 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -14.78 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 14.43 \text{ KN}$$

$$V_C = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -13.12 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1,1 \frac{q_u L}{2} = 13.76 \text{ KN}$$

$$V_D = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -13.76 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_A = \frac{q_u L}{2} = 11.52 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -12.67 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_A = \frac{q_u L}{2} = 11.26 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,1 \frac{q_u L}{2} = -10.56 \text{ KN}$$

✓ **A l'ELS :**

Les moments isostatiques :

$$M_{AB} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 10.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 6.30 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis

$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = -5.10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3.75 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées :

$$\text{Travée AB : } M_t = 8.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 5.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_t = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée EF : } M_t = 4.82 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1: Sollicitation du plancher d'étage courant

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)
Type1					
	-7.05	11.47	14.78	-5.10	8.3

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)
Typ2					
	-7.40	10.65	15.20	-5.31	7.73

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)
Type3					
	-1.96	14.11	13.44	- 1.53	10.20

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type4	<p>Type 4 :</p>				
	-6.221	7.91	13.25	-4.501	5.723

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type5					
	-6.32	14.37	15.43	-4.51	10.41

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type6					
	-2.01	13.44	13.2	-1.45	9.72

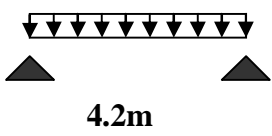
	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)
Type7					
	-1.33	8.87	10.65	-0.96	6.41

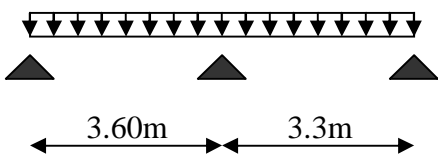
✓ Plancher a terrasse accessible : $q_u = 7.15 \text{ KN/m}$; $q_s = 5.19 \text{ KN}$

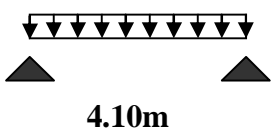
Tableau III.2 : Sollicitation du plancher terrasse accessible.

	Etat limit				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)
Type1					
	-7.88	12.70	16.51	-5.72	9.22

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)
Typ2					
	-8.18	11.95	16.97	-5.89	8.69

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type3					
	-2.36	15.76	15.01	-1.71	11.44

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type4					
	-6.95	8.75	14.80	-5.04	6.35

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KNm)	$M_{travée} (max)$ (KNm)
Type6					
	-2.25	15.02	14.65	-1.63	10.90

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$M_{travée (max)}$ (KNm)
Type5					
	-7.51	10.84	16.12	-5.45	7.87

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

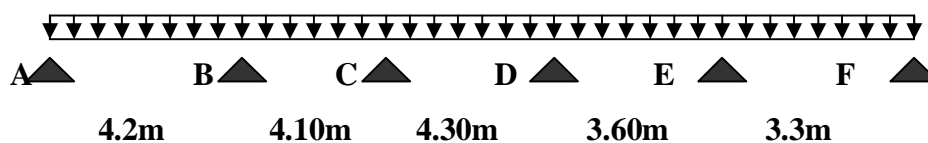
$q_u = 6,84 \text{ KN/m} ; q_s = 4.99 \text{ KN/m}$

Tableau III.3 : Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$T_{ravée (max)}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KNm)	$T_{ravée (max)}$ (KNm)
Type 2					
	-8.32	12.29	16.80	-6.04	8.99

c. Exemple de Ferrailage :

Plancher Etage Courant Type 1 :



Moment en travée : $M_{trav}^{\max} = 11.47 \text{ KN m}$

Moment en appui intermédiaire : $M_{appui}^{\max} = 7.055 \text{ KNm}$

L'effort tranchant : $V^{\max} = 14.78 \text{ KN}$

Moment en appui de rive : $M_{trav}^{\max} = 0.15 \times M_0 = 0.15 \times 14.11 = 2.11 \text{ KN m}$.

Calcul de M_{tu} :

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{\max} = 11.47 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

✓ **Calcul des armatures :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{11.47 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0383 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a: $\mu_l = 0.3916$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}} \quad (III-8)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0383}) = 0.048$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176m$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.47 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.87cm^2$$

$$A_T = 2cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41m^2$$

$$A_{\min} < A_T \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Soit A = 3HA10 = 2.36cm² .

- En appuis

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

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

$$M_{appui}^{\max} = 7.055 KN.m \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{7.055 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.153$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

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

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0.208$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.208) = 0.164m$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.055 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.23cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit $A = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1.29 \text{cm}^2$.

2) Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 2.11 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.11 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu_{bU} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow$ pas d'acier comprimée ($A_0 = 0$).

$\mu_{bU} = 0.045 < 0.186 \longrightarrow$ pivot A ($\xi_s = 10\%$).

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

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.057) = 0.175 \text{m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.11 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.34 \text{cm}^2$$

On choisit : $A_{\text{rive}} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$

✓ **Vérification des poutrelles :**

• **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 16.96 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.96 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.94 \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

• **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier $\Phi 6$

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

• L'espacement :

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 74\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}$$

Soit $St = 15\text{cm}$

✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

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

– **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (16.96 + \frac{8.18}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1.74 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant

M_u (n'a pas d'influence sur les A_l).

– **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{16.96 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.48\text{cm}^2$$

$A_l \geq 0.43\text{cm}^2$ C'est vérifié.

✓ **Vérification de la jonction table- nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{27.5 \times 16.96 \times 10^{-1}}{0.9 \times 18 \times 4} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

✓ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$

$$a \leq 0.9.d = 0.162 \text{ m soit : } a = 0.16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 16.96 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 107.15 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

- Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

Etat limite de compression du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

-En travée :

$$M_t^{\max} = 11.44 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.76 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 5.7 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

$$\text{Calcul de } y : b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$$

$$65y^2 + 67.8y - 1152.6 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.72 \text{ cm}$.

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

$I = 8.613 \times 10^3 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.44 \times 10^{-3}}{8613} \times 0.0372 = 4.94 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 4.94 \text{ Mpa.}$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

-En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = 8.32 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 4.74 \times 10^{-4}$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

$y = 3.18 \text{ cm}$

$I = 5.196 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = 2.96 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 .

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche :

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{453} = 0.04 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

La flèche

-Selon x-x

$$y = 3.36\text{cm} ; I = 6742.6 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.003 ; \lambda_i = 6.94 ; \lambda_v = 2.77$$

Tableau III. 4Vérification a la flèche.

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	σ _j (Mpa)	μ _j	f _{ji} (mm)
1.85	3.5	90.05	0.46	0.27
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	σ _g (Mpa)	μ _g	f _{gi} (mm)
3.65	7.02	178.01	0.67	0.699
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	σ _p (Mpa)	μ _p	f _{pi} (mm)
4.63	8.9	226.08	0.73	0.93
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	σ _{gv} (Mpa)	μ _g	f _{gv} (mm)
3.65	7.02	178.01	0.67	1.23

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.11\text{cm}$$

$$\Delta f = 0.11\text{cm} \leq f_{adm} = 0.9\text{cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifié.}$$

- Terrasse accessible :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.08\text{cm}$$

$$\Delta f = 0.08\text{cm} \leq f_{adm} = 0.86\text{cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifié.}$$

- Terrasse accessible :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.077\text{cm}$$

$$\Delta f = 0.077\text{cm} \leq f_{adm} = 0.84\text{cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifié.}$$

Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :

Tableau III.5 : Ferrailage du plancher étage courant .

		Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale
Type de poutrelle	Localisation	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{transversale} (cm ²)
Type 1 et 2	Appuis int	1.29	0,21	2T10= 1.57	2T6= 0,57
	Travées	1,86	1,41	3T10 = 2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.34	0.21	1T10=0.79	2T6= 0,57
Type 3	Appuis int	0,34	0,21	1T12= 1.13	2T6= 0,57
	Travées	2.30	1,41	3T10 =2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.34	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57
Type 4	Appuis	1.07	0,21	2T10= 1.57	2T6= 0,57
	Travées	1.41	1,41	T10=2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.25	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57
Type 5	Appuis	1.09	0,21	2T10= 1.57	2T6= 0,57
	Travées	2.35	1,41	3T10= 2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.21	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57

Type 6	Appuis	0.32	0,21	1T10= 0.79	2T6= 0,57
	Travées	2.19	1,41	3T10= 2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.32	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57

Type 7	Appuis	1.33	0,21	2T10= 1.57	2T6= 0,57
	Travées	1.43	1,41	3T10= 2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.21	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57

Tableau III.6 : Ferrailage terrasse inaccessible

		Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale
Type de poutrelle	Localisation	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{transversale} (cm ²)
Type 4	Appuis	1.47	0,21	2T10 = 1.57	2T6 = 0,57
	Travées	2.02	1.41	3T10= 2.36	2T6 = 0,57
	Appuis rive	0.39	0.21	1T10= 0,79	2T6 = 0,57

Type de poutrelle	Localisation Sens Longitudinale				Sens Transversale
	Localisation	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A transversale (cm ²)
Type 1 et 2 et 5	Appuis int	1.44	0,21	1T10+1T12= 1.91	2T6= 0,57
	Travées	2.07	1,41	3T10= 2.36	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.38	0.21	1T10=0.79	2T6= 0,57
Type 3 et 6	Appuis int	0,38	0,21	1T10= 0,79	2T6= 0,57
	Travées	2.58	1,41	3T10 =3.39	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.38	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57
Type 4	Appuis	1.20	0,21	2T10= 1.57	2T6= 0,57
	Travées	1.41	1,41	2T10=1.57	2T6= 0,57
	Appuis rive	0.28	0.21	1T10= 0,79	2T6= 0,57

**Tableau III.7 : Ferrailage du plancher terrasse accessible
Ferrailages des poutrelles :**

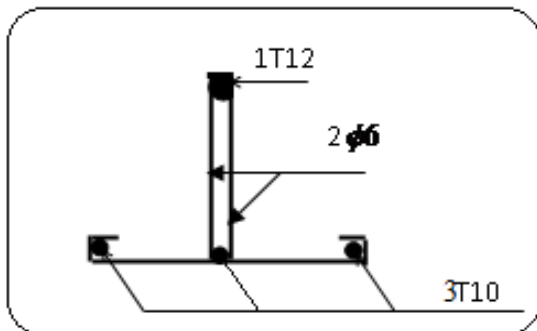


Figure.III.2.Schéma de ferrailage de la poutrelle type3.

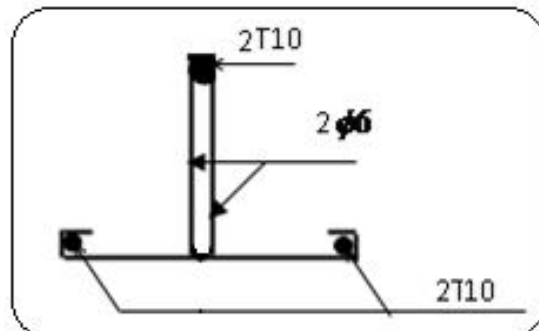


Figure.III.3.Schéma de ferrailage de la poutrelle type1.

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

- **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = 1.10/2 \Rightarrow A_{//} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

$$A_{//} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

On prend un treillis soudé $\phi 6$ (200×200)

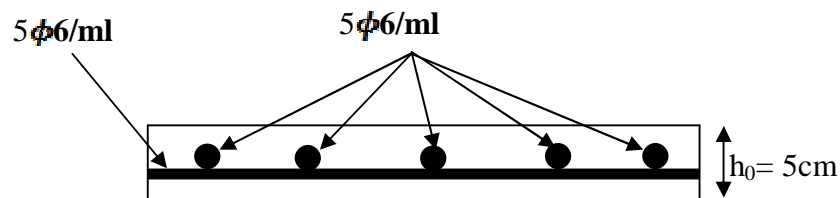


Fig. III. 4. Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.2. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

III.1. Calcul des dalles :

Notre structure comporte essentiellement des dalles reposant sur quatre cotés et des balcons qui seront considérées comme étant des dalles reposant sur 3 et 2 cotés et comportant un bord libre .

calcul de α :

-si $\alpha \leq 0.4$: la dalle porte sur un seul sens.

-si $0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle porte sur les deux sens.

2/ on utilisera les tables illustrées dans le BAEL 91 pour le calcul des dalles reposant sur quatre cotés ; et ce dans le but d'évaluer les efforts développés dans la dalle en fonction de α et du coefficient de poisson γ , on parviendra de ce fait à la déduction des moments fléchissant agissants sur la dalle.

3/on veillera à tenir compte de la ventilation des moment en travée et sur appui ainsi que de la continuité et ce tel que préconisé par le BAEL 91 :

A l'appui :	0.3 M_0	pour appui de rive.
	0.5 M_0	pour appui intermédiaire.
En travée :	0.85 M_0	pour une dalle de rive.
	0.75 M_0	pour une dalle intermédiaire.

M_0 : moment de flexion pour la dalle considérée articulée sur son contour.

4/le ferrailage des dalles se fera à l'ELU par bande de 1 m.

5/le ferrailage minimum est donné par la formules suivantes :

$$A_x = 0.9\%_{00} \times b \times h \times \frac{3 - \alpha}{2}$$

$$A_y = 0.9\%_{00} \times b \times h$$

6/l'espacement maximum est $S_{\text{tmax}} = \min(2h ; 25\text{cm})$

7/une vérification vis-à-vis de l'effort tranchant sera effectuée.

Identification des panneaux des dalles :

Le tableau ci-dessous indique la désignation des différentes dalles, la longueur de leur deux cotés l_x et l_y ainsi que la valeur de α :

Tableau.III.8 : Les panneaux des dalles pleines.

Dalles	l_x	l_y	α
D1	3.45	3.90	0.884
D2	3.45	3.80	0.907
D3	3.45	4.00	0.862
D4	3.30	5.10	0.645
D5	3.00	5.10	0.588
D6	3.85	3.9	0.987
D7	1.65	3.45	0.475
D8	3.85	4.00	0.962
D9	3.30	5.35	0.6168
D10	3.00	5.35	0.5607
D11	4.23	5.35	0.785
D12	3.20	3.90	0.820
D13	1.50	1.75	0.857
D14	1.75	3.20	0.546
D15	3.20	4.00	0.800
D16	1.50	3.30	0.454

Nous remarquons que l'ensemble de nos dalles ont une valeur de α supérieure a 0.4 et donc portent sur deux sens x et y ; ce qui nous conduit a calculé leur ferrailage suivant les deux sens X-X et Y-Y.

Détermination des charges et surcharges :

Les chargements répartis supportés par les différentes dalles seront déterminés suivant la combinaison suivante :

$$P = 1.35G + 1.5Q$$

	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	Pu (kn/m ²)
Dalle de sous sol	6.53	5.00	16.31
E.C	6.53	2.50	12.56
Balcon	6.53	3.50	14.06

1) Dalles pleines sur quatre appuis

Pour le sous sol

$$G = 6.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2 ; h = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 \geq 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.} \quad L_y = 5.35\text{m}$$

a) Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 16.31 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 11.53 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.78$$

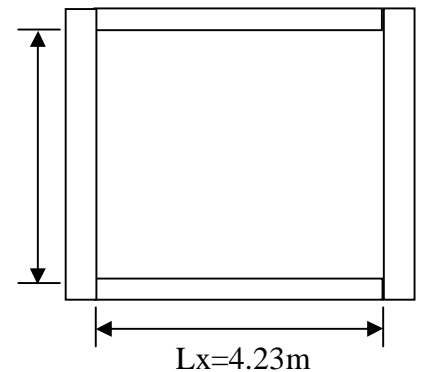


Fig. III .5. :Dalle sur quatre appuis.

Calcul des moments

Du tableau (**Annexe**) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.78$

$$\mu_x = 0.0584; \quad \mu_y = 0.5608$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times P_U \Rightarrow M_{ox} = 17.04 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow M_{oy} = 9.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et sur toute la portée.

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times (17.04) \Rightarrow M_x^t = 14.49 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times (9.5) \Rightarrow M_y^t = 8.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^a = 0.5 \times (17.04) \Rightarrow M_x^a = 8.52 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} \Rightarrow M_y^a = 0.3 \times (9.5) \Rightarrow M_y^a = 2.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0.15) m².

Selon L_x :

En travée : $M_x^t = 14.49 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.060 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.060 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \mu_{bu} = 0.060 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \epsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 0.078 ; \quad Z = 0.127 ; \quad A_x^t = 3.30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On opte pour $A_x^t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

En appuis : $M_x^a = 8.52 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.035 ; \quad \alpha = 0.045 ; \quad Z = 0.129 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On opte pour $A_x^a = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour $f_e E400$

$$A_x^{\min} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.78) \times 100 \times 15}{2}$$

$$A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On a : $\begin{cases} A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 3.93 > A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 \end{cases}$ La condition est vérifiée.

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Espacement entre les barres (S_t)

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 15; 33cm) = 33cm$$

On opte pour $S_t = 20cm$.

Calcul de l'effort tranchant : $d = 0.9 h$; $b = 1m$

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{3} \Rightarrow V_{\max} = 23KN$$

$$V_{\max} = 23KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.176MPa$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.176MPa < 0.05 f_{c28} = 1.25MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_Y :

En travée : $M_Y^t = 8.12KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.033; \quad \mu_{bu} = 0.033 < 0.392 \Rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 0.024 \\ \mu_{bu} = 0.033 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348MPa \\ Z = 0.128 ; \quad \Rightarrow A_Y^t = 1.82cm^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On opte pour } A_Y^t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

En appuis : $M_Y^a = 2.8KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.392; \quad \mu_{bu} = 0.011 < 0.186 \\ \alpha = 0.015; \quad Z = 0.129 \\ \Rightarrow A_Y^a = 0.63cm^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On opte pour } A_Y^a = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Condition de non fragilité

$$e = 15cm > 12cm$$

$$A_Y^{\min} = b \times h \times \rho_0$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_Y^{\min} = 1.2 cm^2$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} A_Y^t = 3.93cm^2 > A_Y^{\min} = 1.2cm^2 \\ A_Y^a = 3.93cm^2 > A_Y^{\min} = 1.2cm^2 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 15\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Espacement entre les barres (S_t)

$$S_t \leq \min (4 \times h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On opte pour S_t = 20cm

Calcul de l'effort tranchant

$$d = 0.9 h ; b = 1\text{m}$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{16.31 \times 5.35}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.78}{2}} = 31.27\text{KN}$$

$$V_{\max} = 31.27\text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{31.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.23\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.23\text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Calcul à l'ELS

Du tableau (Annexe 2) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$v = 0.2 \text{ et } \rho = 0.78$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 13.40\text{KN.m} \\ M_{oy} = 9.17\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 11.39\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 7.79\text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries donc la fissuration est peu préjudiciable. On vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

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

Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

Selon L_x : $M'_x = 13.39 \text{KN.m}$, $A = 3.93 \text{cm}^2$ et $d = 13 \text{cm}$

$$y = 4.51 \text{cm}; \quad I = 11707 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.39 \times 10^{-3} \times 4.51 \times 10^{-2}}{11707 \times 10^{-8}} = 4.39 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y : $M'_y = 7.79 \text{KN.m}$ $A = 3.93 \text{cm}^2$

$$Y = 3.36 \text{cm}$$

$$I = 6742.6 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.89 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.058 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens y-y $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_Y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.046 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées , le calcul a la flèche est nécessaire.

La flèche

-Selon x-x

Tableau III. 9 : Vérification a la flèche de la dalle type 4 dans le sens x.

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	If _j × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _j (Mpa)	μ _j	f _{ji} (mm)
5.19	5.13	3.2899	109.75	0	0.85
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If _g × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _g (Mpa)	μ _g	f _{gi} (mm)
06.53	6.4	3.2899	138	0.02	1.27
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	If _p × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _p (Mpa)	μ _p	f _{pi} (mm)
11.53	11.3	2.7373	244.32	0.27	5.5
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If _{gv} × 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _{gv} (Mpa)	μ _g	f _{gv} (mm)
06.53	6.4	3.2899	138	0.02	1.184

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.688cm$$

$$\Delta f = 0.688cm \leq f_{adm} = 0.84cm \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

-selon y-y

Tableau III.10 : Vérification à la flèche de la dalle type 4 dans le sens y.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$I_{f_j} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	σ_{f_j} (Mpa)	μ_j	f_{ji} (mm)
5.19	1.62	3.2899	34.72	0	0.96
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_g} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	σ_{f_g} (Mpa)	μ_g	f_{gi} (mm)
6.53	2.22	3.2899	47.68	0	1.27
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I_{f_p} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	σ_{f_p} (Mpa)	μ_p	f_{pi} (mm)
11.53	4.38	3.2899	93.98	0	5.00
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$\sigma_{f_{gv}}$ (Mpa)	μ_g	f_{gv} (mm)
6.53	2.22	3.2899	47.68	0	3.65

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.64 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.64 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.03 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

d) Tableaux de ferrillages :

Dalles sur quartes appui :

Tableau.III.11 : ferrillages des dallas sur 4appuis.

Travées et appuis	Sens X-X	Sens Y-Y
	$A_{adopter}$ (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
D3 D4 D9D10D11	3.93	2.01
Choix des barres	5HA10	4HA8
Autres dalles	2.01	2.01
Choix des barres	4HA8	4HA8

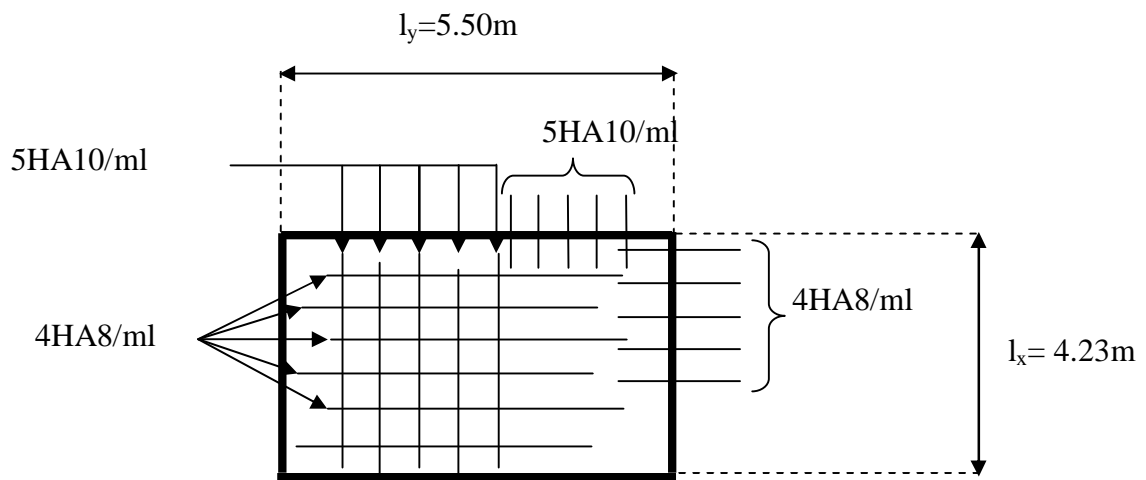


Fig. III. 6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (01)

III.2. Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a trois types de dalles à savoir :

Dalle sur deux appuis.

Dalle sur trois appuis.

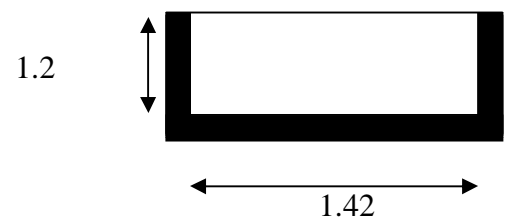
Dalle sur trois appuis :

$$l_x = 1.20\text{m}$$

$$l_y = 1.42\text{m}$$

$$l_y > \frac{l_x}{2} = 0.6\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q_u * l_x^2}{8} * (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{q_u * l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{q_u * l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{1.20}{1.42} = 0.84 > 0.4, \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$



Calcul des sollicitations :

- l'ELU

$G = 6.53\text{KN/m}^2 ; Q = 3.5\text{KN/m}^2 .$

$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 14.05\text{KN} / \text{ml} .$

$$\begin{cases} M_x = 1.6\text{KN.m} \\ M_y = 2.5\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée : $Mt_x = 0.85 * M_x = 1.4\text{KN.m}.$

$Mt_y = 0.85 * M_y = 2.1\text{KN.m}.$

En appui: $Ma = 0.5 * M_y = 1.2\text{KN.m}.$

Ferrailage:

Tableau.III.12 : ferrailages des dallas sur appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	1.4	0.0059	0.007	0.129	0.31	4HA10=3.14
	y-y	2.1	0.009	0.011	0.129	0.48	4HA10=3.14
appui	x-x	1.2	0.005	0.006	0.129	0.28	4HA10=3.14
	y-y						

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ;$ on adopte $St_y = 25\text{cm} .$

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ;$ on adopte $St_x = 25\text{cm}$

Vérifications :

- la condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.29\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{14.05 * 1.42}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.84}{2}} = 5.6 KN .$$

$$\tau_u = \frac{5.6 * 10^{-3}}{1 * 0.129} = 0.04 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

• **à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 6.53 + 3.5 = 10.03 KN/m^2 .$$

$$M_{xser} = 1 KN.m ; Mt_{yser} = 1.5 KN.m .$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01 cm^2 ; y = 6.3 cm ; I = 6641.28 cm^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.09 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 cm^2 ; y = 5.32 cm ; I = 3258.65 cm^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.0264 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.32} = 0.113 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.113 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{3.25}{10 * 3.83} = 0.085 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.1} = 0.0714 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.0714 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{2.89}{10 * 3.4} = 0.085 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

• La flèche

-Selon x-

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.01cm$$

$$\Delta f = 0.01cm \leq f_{adm} = 0.24cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

-selon y-y

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.02cm$$

$$\Delta f = 0.64cm \geq f_{adm} = 0.284cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Ferrailage :

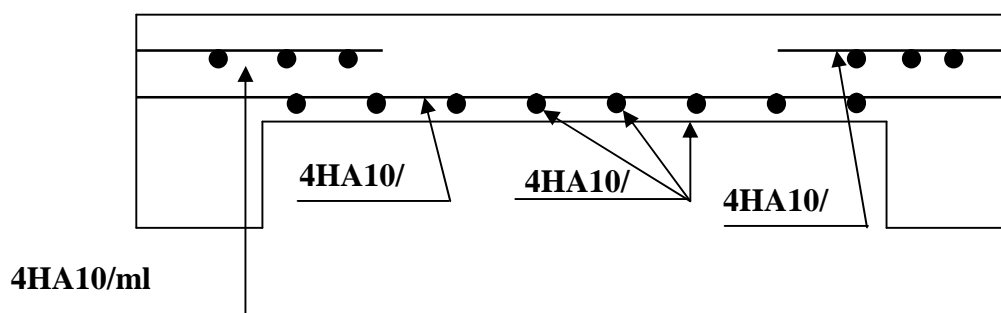
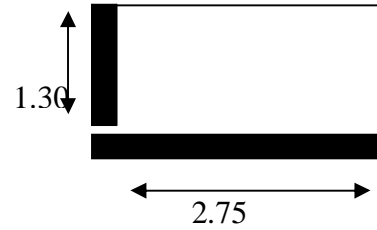


Figure.III.7.Schéma de ferrailage du balcon.

2) Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.30m ; l_y = 2.75m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{2.75} = 0.47 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$



Calcul des sollicitations :

• l'ELU

$$G = 6.53\text{KN/m}^2 ; Q = 3.5\text{KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 14.05\text{KN} / ml .$$

$$\begin{cases} M_x = 2.3\text{KN.m} \\ M_y = 0.59\text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $Mt_x = 0.85 * M_x = 2.0\text{KN.m.}$

$$Mt_y = 0.85 * M_y = 0.5\text{KN.m.}$$

en appui: $Ma = 0.5 * M_y = 1.1\text{KN.m.}$

Ferrailage:

Tableau.III.12 : ferrailages des dallas sur 2appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	2	0.0085	0.010	0.129	0.45	4HA12=4.52
	y-y	0.5	0.0021	0.0026	0.129	0.11	4HA12=4.52
appui	x-x	1.1	0.005	0.006	0.129	0.26	4HA10=3.15
	y-y						

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$

Vérifications

• la condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = 6.9.$$

$$\tau_u = \frac{6.9 * 10^{-3}}{1 * 0.129} = 0.053 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

• **à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 6.53 + 3.5 = 10.03 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{xser} = 1.4 \text{ KN.m} ; M_{t_{yser}} = 0.5 \text{ KN.m}.$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 ; y = 3.36 \text{ cm} ; I = 6742.68 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 7.4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 ; y = 3.36 \text{ cm} ; I = 6442.68 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.32} = 0.113 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.115 > \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{1.4}{10 * 1.7} = 0.082.$$

$$3) \frac{A}{b*d} = \frac{2.01*10^{-4}}{1*0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.32} = 0.113 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.054 < \frac{Mt}{10*M_0} = \frac{0.5}{10*0.59} = 0.085.$$

$$3) \frac{A}{b*d} = \frac{2.01*10^{-4}}{1*0.13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Dalles sur 3 et 2 appuis :

Tableau.III.13 : ferrailages des dallas sur 3 et 2 appuis.

Travées et appuis	Sens X-X	Sens Y-Y
	A _{adopter} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
	4.52	4.52
Choix des barres	4HA12	4HA12

Ferrailage :

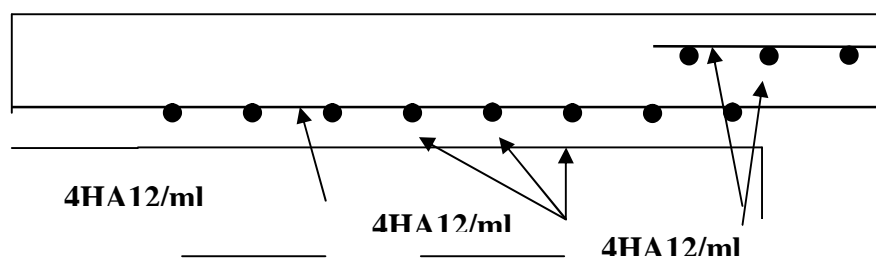


Figure.III.8.Schéma de ferrailage du balcon.

III.3. Etude des escaliers.

$G_v = 9.57\text{KN/m}^2$; $G_p = 5.52\text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

a) Calcul des sollicitations

• A L'ELU

Volée : $q_v = 1.35 \times 9.57 + 1.5 \times 2.5 = 16.66\text{KN/m}$.

Palier : $q_p = 1.35 \times 5.52 + 1.5 \times 2.5 = 11.20\text{KN/m}$.

• A L'ELS

Volée : $q_v = 9.57 + 2.5 = 12.07\text{KN/m}$.

Palier : $q_p = 5.52 + 2.5 = 8.02\text{ KN/m}$.

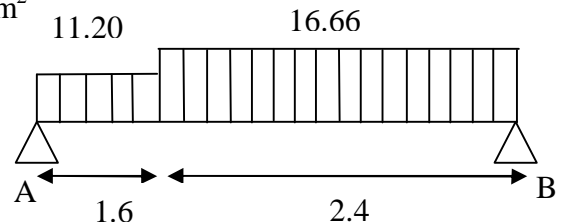


Fig. III.9: Schéma statique

Tableau.III.14 : Sollicitations d'escalier type 1.

	$q_{eq}(KN.m)$	$M_o (KN.m)$	$M_t^{max} (KN.m)$	$M_A = M_B^{max} (KN.m)$	$V_u(KN)$
ELU	13.93	29.93	22.4	14.96	31.58
ELS	10.04	21.61	18.37	8.64	28.48

• Calcule du Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16)\text{ cm}^2$;
 $d = 14\text{cm}$.

	$M (KNm)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$	$S_t\text{ cm}$
EnTravée	22.4	0.08	0.01	0.134	4.81	5HA12 = 5.65	20
En appui	14.96	0.053	0.069	0.136	3.16	5HA10=3.93	20

Tableau.III.15 : Ferrailage de la volée d'escalier type 1.

• Les armatures de répartition

$A_r = A_s / 4 \Rightarrow$ En travée : $A_r = 5.65 / 4 = 1.41\text{cm}^2 / ml$

En appui : $A_r = 3.93 / 4 = 0.98\text{cm}^2 / ml$

Donc, on adopte : $4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$; $S_t = 25\text{cm}$.

Vérification a l'ELU

• **la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1.69 \text{cm}^2.$$

On a : $A_{\text{cal}} > A_{\min}$ condition vérifiée.

• **l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq (\tau_u^- = \min(0.14 \times f_{c28}; 5) = 3.325 \text{MPa}).$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} \Rightarrow \tau_u = 0.22 \text{MPa} < (\tau_u^- = 3.325 \text{MPa}). \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[31.58 \times 10^{-3} - \frac{14.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -84 \times 10^{-4} \text{m}^2 \dots\dots\text{verifiée.}$$

• **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 \times h, 33 \text{cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 33 \text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

- armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 \times h, 45 \text{cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 45 \text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

d) Vérification a l'ELS

• **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de compression du béton :**

-En travée

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y) \leq (\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}).$$

$Y=3.8 \text{cm}.$

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

$I=9338 \text{cm}^4.$

$$\sigma_{bc} = 7.5 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

-En appui

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad Y = 3.1 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2; \quad I = 6624 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.17 \Rightarrow (4.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}). \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Calcul de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

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

On a: h=16cm; L=400cm.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 16 / 400 \Rightarrow 0.04 < 1/16 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{ji} = 0.00039 \text{ m}; \quad f_{gi} = 0.00089 \text{ m}; \quad f_{pi} = 0.00134 \text{ m}; \quad f_{vg} = 0.00153 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = 0.00164 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si } L \leq 5 \text{ m.}$$

$$\Delta f = 0.00164 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.008 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

1) Pour volée de sous -sol :

$$G_v = 9.57 \text{ KN/ml}; \quad Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

a) Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35 \times 9.57 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_u = 16.66 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 9.57 + 2.5 \Rightarrow q_s = 12.07 \text{ KN/m.}$$

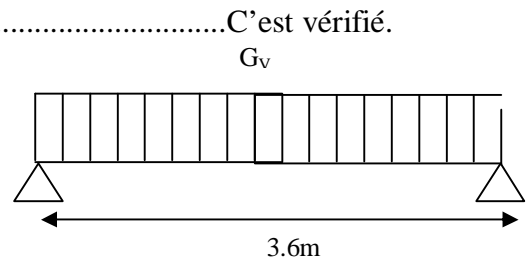


Fig.III.10 : Schéma statique de la volée II d'escalier type 2

b) Les sollicitations

Tableau.III.16 :Sollicitation de la volée II d’escalier type5.

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)
ELU	16.66	26.98	20.24	13.49	29.98
ELS	12.07	19.55	14.66	9.77	21.72

c) Ferrailage :

Tableau .III. 17 : Ferrailage de la volée II d’escalier type5

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	S_t (cm ²)
En travée	20.24	0.08	0.066	0.134	4.33	1.52	4HA12=4.52	25
En appui	13.49	0.05	0.069	0.136	2.84	1.52	4HA10=3.14	25

d)Les armatures de répartition

$A_r = A_s/4 \Rightarrow$ En travée_; $A_r = 4.52/4 \Rightarrow A_r = 1.13cm^2$.

En appui_; $A_r = 3.14/4 \Rightarrow A_r = 0.785cm^2$.

Donc, on adopte : 4HA8 =2.01cm² ; S_t=25cm.

d) Vérification a l’ELU

- **l’effort tranchant :** $\tau_u^- = 3.25MPa$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{29.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.14} \Rightarrow (\tau_u = 0.21MPa < \tau_u^- = 3.32MPa)$.condition vérifiée.

- **des armatures longitudinales au cisaillement**

$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$.

$A_s \geq \left[29.98 \times 10^{-3} - \frac{20.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -3.7 \times 10^{-4} m^2$ verifiée.

e) Vérification a l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau .III. 18 : Vérification à l'ELS d'escalier type 3.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	observation
En travée	16.6	3.7	8880.9	6.98	15	vérifiée
En appui	7.8	3.1	6586.1	3.01	15	vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.04 < 0.062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.} \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.044 < 0.086 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A/b.d \leq 4.2/f_c \Rightarrow 0.0024 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification à la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.116cm$$

$$\Delta f = 0.117cm \leq f_{adm} = 0.72cm \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

2) Pour le volée de RDC :

$$G_v = 9.57 \text{ KN/ml}; Q=2.5 \text{ KN/ml}$$

f) Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35 \times 9.57 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_u = 16.66 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 9.57 + 2.5 \Rightarrow q_s = 12.07 \text{ KN/m.}$$

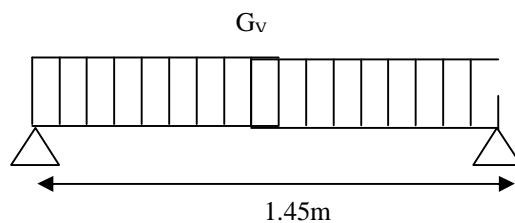


Fig.III.11 : Schéma statique de la volée II d'escalier type 3.

g) Ferrailage

Tableau .III. 19 : Ferrailage d'escalier type3.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	S_t (cm ²)
En travée	3.2	0.01	0.014	0.139	0.67	1.69	4HA10=3.14	25
En appui	2.1	0.05	0.069	0.136	2.84	1.69	4HA10=3.14	25

h) Les armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 \quad \Rightarrow \quad \text{En travée: } A_r = 2.01/4 \Rightarrow A_r = 0.5\text{cm}^2.$$

$$\text{En appui: } A_r = 2.01/4 \Rightarrow A_r = 0.5\text{cm}^2.$$

Donc, on adopte : 4HA10 = 3.14cm² ; S_t=25cm.

i) Vérification a l'ELU

- **l'effort tranchant :** $\tau_u^- = 3.325\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.08 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.14} \Rightarrow (\tau_u = 0.086\text{MPa} < \tau_u^- = 3.32\text{MPa}). \text{ condition vérifiée.}$$

- **des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[12.08 \times 10^{-3} - \frac{4.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -0.065 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \text{verifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.11 \geq 0.062 \dots \text{vérifiée.} \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.044 < 0.07 \dots \text{vérifiée.} \\ A/b.d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 0.0024 < 0.0105 \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification à la flèche n' est pas nécessaire.

Le tableau suivant résume les schémas de ferrailages des escaliers :

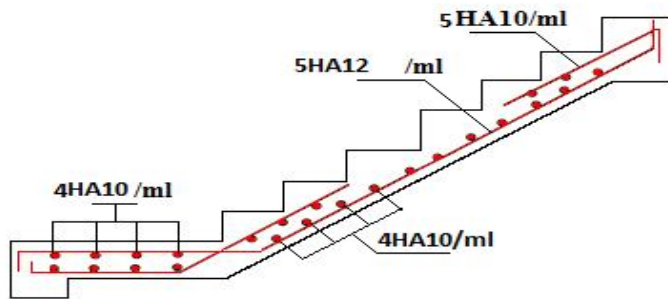


Schéma de ferrailage de la volée (1)

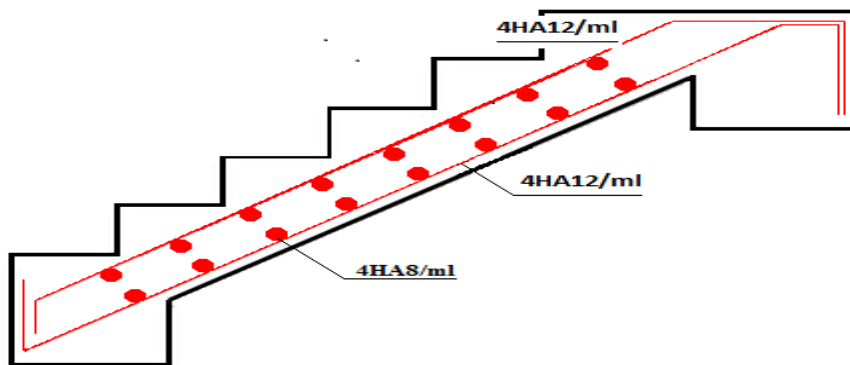


Figure III. 20 Schéma de ferrailage de la volée (2)

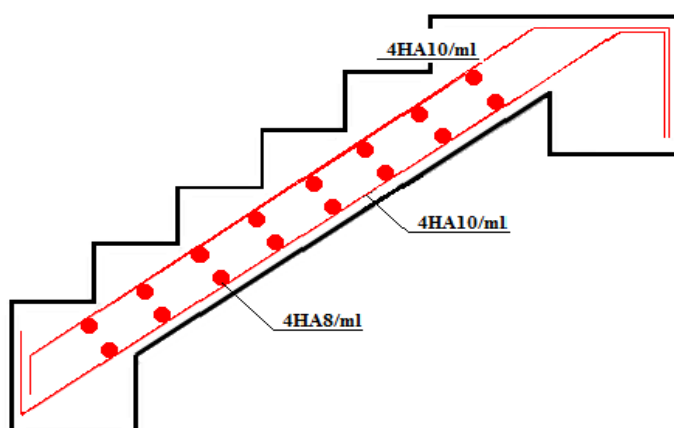


Figure III.20 . Schéma de ferrailage de la volée (3)

III.4. Etude de la poutre palière :

Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 21 \leq h \leq 32$$

On opte pour h=30 cm, b= 30

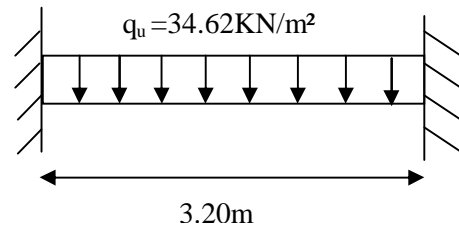


Fig. III.12: Schéma statique de la poutre palière.

1) Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20cm$ vérifiée.

$h \geq 30cm$ vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b}$ vérifiée.

2) Calcul des charges

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0,35 \times 30 \times 25 \Rightarrow g_0 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

3) Calcul des sollicitations

Tableau.III.21 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 31.58KN$	$R_B = 22.84KN$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_S = g_0 + R_B$
$P_u = 34.62 \text{ KN/ml}$	$P_S = 25.09 \text{ KN/ml}$
$M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 14.77KN.m$	$M^t = \frac{P_S \times l^2}{24} = 10.70K N.m$
$M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -29.54KN.m$	$M^a = -\frac{P_S \times l^2}{12} = -21.41KN.m$
$V_u = -\frac{P_u \times l}{2} = 55.39KN$	$V_S = -\frac{P_u \times l}{2} = 40.14KN$

Ferraillage de la poutre palière a la flexion simple :

Tableau .III.22: Ferraillage de la poutre palier à la flexion simple.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}^{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	14.77	0.08	0.11	0.31	3.79	1.19
En appui	29.54	0.16	0.503	0.251	3.47	1.14

• Exigence du RPA Art7.5.2.1 :

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

4) Vérification a l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{46.8 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} \Rightarrow (\tau_u = 0.495 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u). \dots\dots\dots \text{Condition verifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (46.8 \times 10^{-3} - \frac{30.42 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -7.9 \text{ m}^2 \dots\dots \text{Verifiée.}$$

• Calcul de l'espacement St

St ≤ Min (0.9d, 40cm) ⇒ St ≤ 0.28. On opte: St = 15cm en travée et St = 10cm en appui.

5) calcul de la poutre palière a la torsion

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

$$M_t = 5.3 + 6.08 \Rightarrow M_t = 11.38 \text{ KN.m,}$$

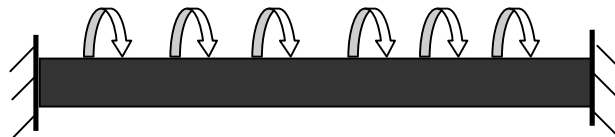


Fig.III.13 : schéma statique de la poutre palier a la torsion.

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

- U : périmètre de la section.
 - Ω : air du contour tracé a mi hauteur.
 - e : épaisseur de la paroi ⇒ e = b/6 = D/6 = 5 cm
- $$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.075 \text{ m}^2$$
- $$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{11.38 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1,15}{2 \times 0.075 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 2.75 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures finales

En travée : $A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 1,37 + 1.52 \Rightarrow (A_{Totale} = 2.89 \text{ cm}^2) < A_{min}$

On choisie 3HA12=3.39 cm²

En appuis : $A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 1,37 + 3.47 \Rightarrow (A_{Totale} = 4,84 \text{ cm}^2) > A_{min}$

On choisie 3HA16 = 6.03 cm².

Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U < \tau_{adm}$

τ_u : Contrainte de cisaillement du à l'effort tranchant :

$$\tau_U = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}; \text{ avec } \tau_T = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_T = \frac{11.38 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 5 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_T = 1.51 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = \sqrt{\left(\frac{46.8 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33}\right)^2 + 1.51^2} \Rightarrow (\tau_U = 1.58 \text{ Mpa}) < (\tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Armature de transversale

Soit $S_t = 15$ cm sur travée et 10 cm Sur appuis.

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0,003 \times b \text{ . Soit } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0,37 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1,35 + 0,45 = 1,80 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de 4HA8= 2.01cm².

6) Vérification a L'ELS

a) vérification de l'état limite de compression du béton

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa; M_{ser} = 10,97KN.m$$

$$0,5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 10,66cm$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 34197,99cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,42MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$y = 11,09cm; \quad I = 51318n^4; \quad \sigma_{bc} = 4,74MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) vérification de l'état limite de déformation

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{14}{150} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,089\right) > \left(\frac{1}{16} = 0,062\right) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,089 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,075 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A / b.d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0016 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage de la poutre palière :

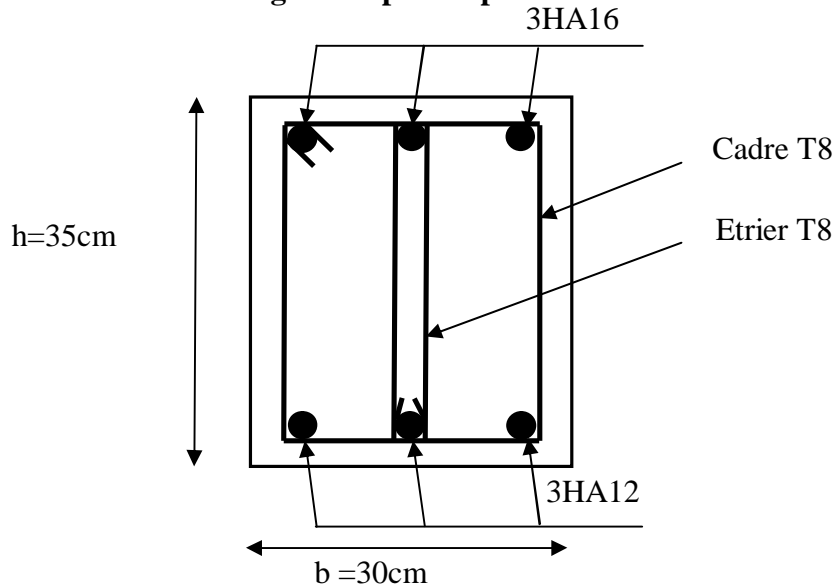


Fig. III. 14 :Ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree soumise a son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.1.1 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

III.1.2 Type d'acrotère :

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit (cm)	Poids propre	Total (KN/ml)
1	60	12	0,4	2.01	2.41
2	100	12	0,8	3.21	4.01
3	110	12	0.8	3.51	4.31
4	170	12	0.8	5.31	6.11

Tableau.III.23 : Les différents types d'acrotères

Tableaux.III.24: Caractéristiques des acrotères.

Acrotère	Type 1	Type 2	Type 3	Type4
G	3.30 kN	2.19 kN	3.84 kN	5.8 kN
Q	1,00 kN	1,00 kN	1,00 kN	1,00 kN
S	0.1 m ²	0,0685 m ²	0,1185m ²	0.1785m ²
CDG	X _G = 5.76 cm Y _G = 53.47 cm	X _G = 6.2 cm Y _G = 33cm	X _G = 5.70 cm Y _G = 58.54cm	X _G = 5.46cm Y _G = 88.78cm

Ferrailage de l'acrotère :

➤ Vérification au séisme :

D'après le RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4C_p \cdot A \cdot W_p$$

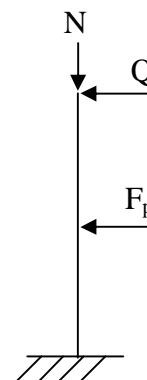
Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique

$$\text{Zone IIa} \rightarrow A = 0,15$$

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre.



F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

On doit vérifiée la condition suivant : $F_p < 1,5Q$

Tableau III.25 : Vérification au séisme.

	F_p	$1,5 Q$	$F_p < 1,5 Q$
Type 1	1.58kN	1,5 kN	Non Vérifiée
Type 2	1.05kN	1,5 kN	Vérifiée
Type3	1.84 kN	1,5 kN	Non Vérifiée
Type 4	2.79kN	1,5 kN	Non Vérifiée

➤ **Sollicitations :**

L’acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d’exploitation, le calcul se fait par une bande de 1 m.

$$N_G = W_p . \quad M_{Fp} = F_p \cdot Y_G$$

$$N_Q = 1 \text{ kN}. \quad M_Q = Q \cdot h$$

Effort normal :

Tableau III.26 : les efforts normaux dans les acrotères.

	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
$N_u(\text{KN})$	4.46	2.96	5.18	7.83
$N_{ser}(\text{KN})$	3.30	2.19	3.81	5.80

Moment de flexion :

Tableau III.27 : les moments dans les acrotères.

	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
$M_{Fp}(\text{ KN.m})$	0,84	0,346	0,1.074	2.47
$M_Q(\text{ KN.m})$	1	0.6	1.10	1.70

Effort tranchant :

$$V = N_Q + N_{Fp} = 1,8736 \text{ kN/ml}$$

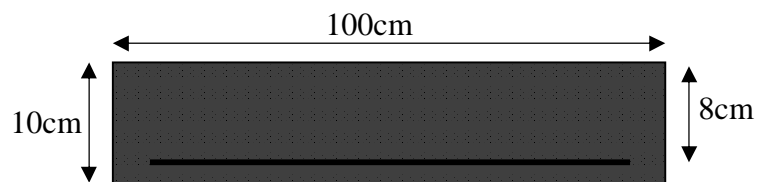
$$V_u = 1,5V = 2,8104 \text{ kN/ml}$$

Tableau. III.28: les efforts tranchants dans les acrotères.

		<i>RPA 99</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Sollicitations</i>		$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
<i>N (kN)</i>	<i>Type 1</i>	3.30	4.46	3.30
	<i>Type 2</i>	2.19	2.96	2.19
	<i>Type 3</i>	3.81	5.14	3.81
	<i>Type 4</i>	5.8	7.83	5.8
<i>M (kN.m)</i>	<i>Type 1</i>	3.04	2.55	1.70
	<i>Type 2</i>	0.98	0.9	0,6
	<i>Type 3</i>	2.17	1.65	1.1
	<i>Type 4</i>	4.17	2.55	1.7

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \cdot h = 100 * 10$) cm² sollicitée par une flexion composée.



➤ Calcul de la section à l'ELU :

Calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.8} = 0.304m .$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m .$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (s.p.c).}$$

Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression

les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale 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, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

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

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.0086m$$

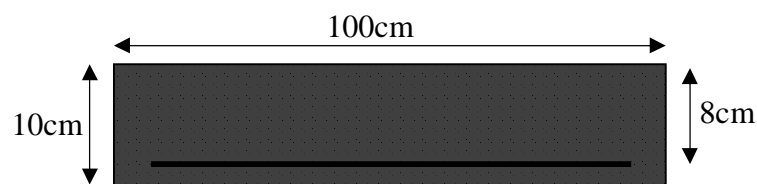
D'où : $e = 0.304 + 0.02 + 0.0086 = 0.332m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.96 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \cdot e = 2.96 \times 0.332 = 0.98 \text{ KN.m}$.

Ferrailage de l'acrotère :



On calcule les armatures à l'ELU. Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'E

LS. $\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ 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.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.98 + 2.96 \times (0.08 - 0.10/2) = 1.068 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1.068 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.068 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.01178$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0148$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795m$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1.068 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0795} = 0.386 \text{ cm}^2$$

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
1.068	0.01178	0.0148	0.0795	0.386	4HA10=3.14

Vérifications :

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{cm}^2.$$

$A > A_{\min}$ Vérifiée.

Vérification au cisaillement

$$V_u = f_p + Q = 1.05 + 1 = 2.05 \text{KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 2.05 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.025 \text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min (0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min (3.25 ; 4) \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification à l'E L S**

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_s = V_u / (0.9 \times d \sum u_i) \leq \bar{\tau}_{ser}.$$

$$V_u = f + Q.$$

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

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{mm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.283 \text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}.$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \text{ . Vérifiée.}$$

Vérification des contraintes

$$d = 0,08m$$

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

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_a$$

Tel que e_a : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.82} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.268m$$

$$e_a > d \Rightarrow c' \text{ est à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.13 - 0.268 = -0.137m$$

$$c = -0.137m$$

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

-Calcul de y_c

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

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.223)^2 + \frac{(0.08 + 0.223) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.143m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.223)^3 - (0.08 + 0.223)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.0205m^2$$

Tel que :

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -1.29 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 102.46^\circ, \quad a = 0.43$$

$$Y_1 = 35.57cm; \quad Y_2 = -38.70cm; \quad Y_3 = 25.17cm$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10\text{cm.}$$

$$Y_1 = 35.57 \rightarrow Y_1 + C = 13.27\text{cm} \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$Y_2 = -38.70 \rightarrow Y_2 + C = -61.0\text{cm} \dots \dots \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 25.17 \rightarrow Y_3 + C = 2.87\text{cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = 25.17\text{cm}$.

$$\rightarrow Y_{ser} = 2,87\text{cm.}$$

Calcul des contraintes dans le béton

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 1.581 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 1.08\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.08 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I} \rightarrow (\text{Coefficient angulaire des contraintes}).$$

$$K = \frac{2.19 \times 10^{-3} \times 0.2517}{1.5881^2 \times 10^{-5}} = 34..86\text{MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = K * y_{ser} = 11.34 \times 0,0249 = 0,282\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier : } \sigma_s = n * K * (d - y_{ser}) = 15 \times 11.34 \times (0.13 - 0,0249) = 17.88\text{MPa} < 240\text{MPa} \\ \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\text{MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} * f_e ; 150 * n \right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1.581 \times 10^{-5}} \times (0.08 - 0.0287) = 29.14\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 29.14\text{MPa} < \bar{\sigma} = 240\text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA6=1.13 cm²

Calcul de l'espacement

Les armatures principales : $S_t < \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires: $S_t < \frac{80}{3} = 26.66 \text{ cm}$.

On adopte un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les armatures principales et $S_t = 15 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires.

Récapitulation :

Tableau.III.29 : Ferrailage de l'acrotère

	Section calculée (cm ²)	Cdt fragilité (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	A de répartition (cm ²)
Section (cm)	0.386	0.966	4HA10=3.14	4HA8=2.01

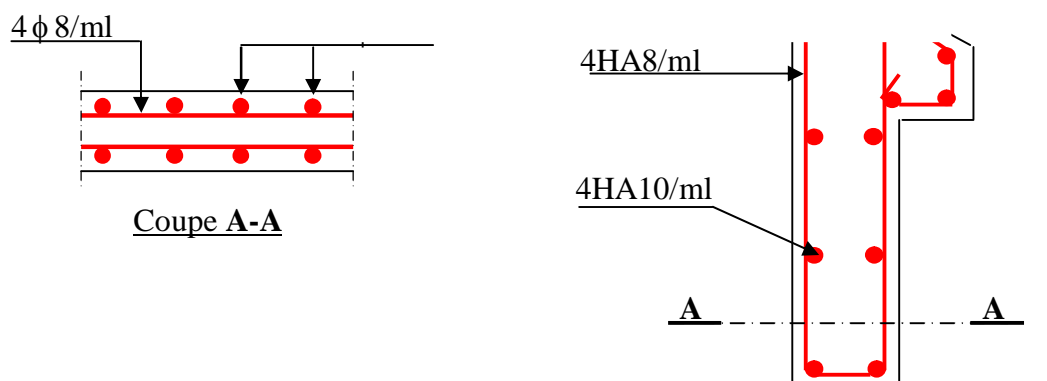


Figure III.15: Schéma de ferrailage de l'acrotère type 02 et 03et04.

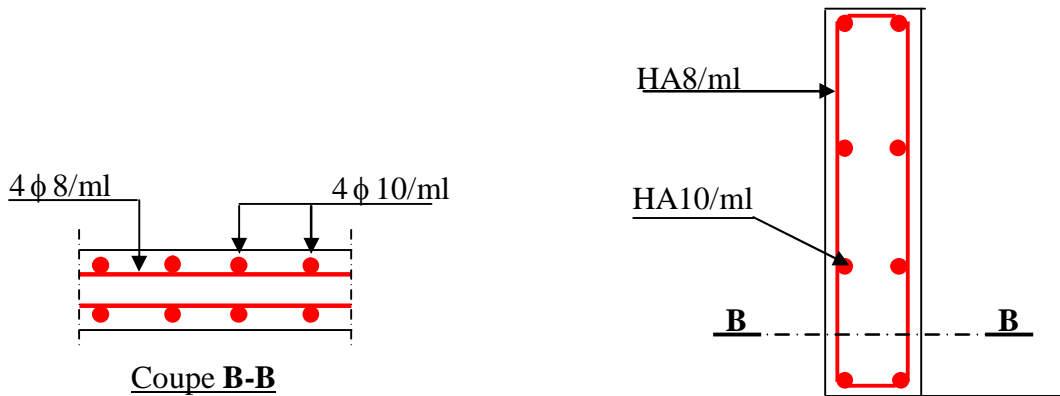


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l’acrotère type 01

III.6. Etude de l’ascenseur :

Définition :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples.

Calcul de l’ascenseur :

Pour un ascenseur de 10 personnes on a :

- Vitesse de levage : $V'=1.6\text{m/s}$.
- course maximale : $L=50\text{m}$.

$$\begin{cases} P_M = 15\text{Kn.} \\ D_M = 66\text{KN} \dots\dots\dots (\text{Annexe}) \\ F_C = 184\text{KN.} \end{cases}$$

Avec : P_M =charge due à la salle machine.

D_M = charge due à l’ascenseur.

F_C =charge accidentelle due à la rupture du câble d’ascenseur.

Poids propre de l’ascenseur est : 800kg.

$G=15+66+8=89\text{KN}$.

Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

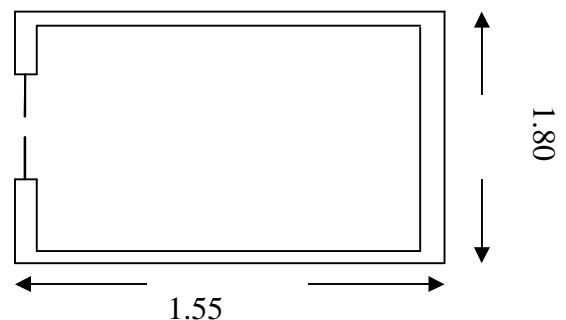


Fig.III.17 : cage de l’ascenseur

Cas des charges concentrées :

La dalle machine supporte une grande charge, donc on prend une épaisseur $h=20\text{cm}$.

D'après le **BAEL91** :

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

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

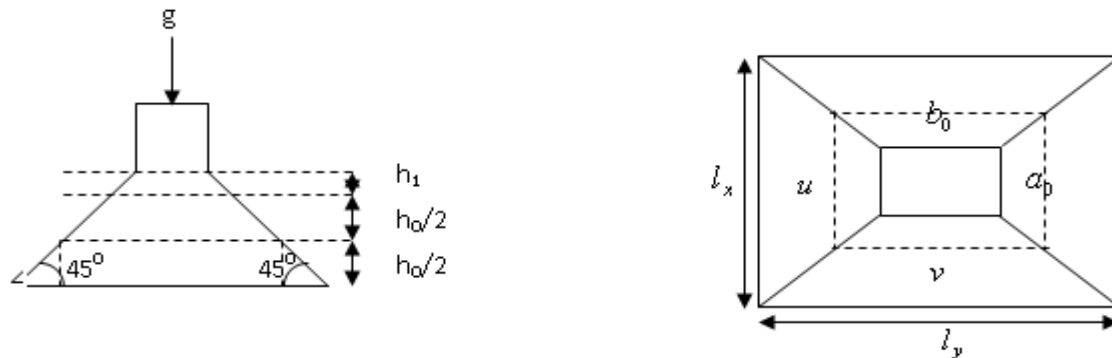


Figure III.24: Schéma représentant la surface d'impact

Avec :

- U et a : dimension parallèle à L_x .
- V et b : dimension parallèle à L_y .
- V,U : les cotés du rectangle sur lequel la charge « p » est appliquée ; compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement du béton.
- a, b : surface de la charge.
- h_0 : épaisseur du revêtement.
- h : épaisseur de la dalle.
- ξ : coefficient dépendant de type de revêtement.

$$V=1.6\text{m/s} \Rightarrow a=b \geq 76\text{cm} \dots\dots\dots (\text{annexe??})$$

Soit: $a=b=80\text{cm}$.

$$h_0=5\text{cm}.$$

$$h=20\text{cm}.$$

$$\xi =1(\text{revêtement en béton armé}).$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} u = 110\text{cm} \\ v = 110\text{cm} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q^*(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q^*(M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

ν : Coefficient de poisson.

Les moments M_1 et M_2 sont données par les abaques de Pigeaud (annexe 3) en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.80} = 0.86$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{110}{155} = 0.7.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{110}{195} = 0.61$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0.082. \\ M_2 = 0.055. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

$$q = 1.35 * G = 1.35 * 89 = 120.15 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 120.15 * 0.082 = 9.85 \text{ KNm.} \\ M_{y2} = 120.15 * 0.055 = 6.60 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle :

$\rho = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens (x et y).

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * L_x^2. \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2}. \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont données par l'annexe 1 :

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496. \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q.$$

Avec :

$$G_1 = (25 \cdot 0.2) = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_2 = (22 \cdot 0.05) = 1.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = G_1 + G_2 = 6.1$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } q_u = 1.35 \cdot 6.1 + 1.5 \cdot 1 = 9.73 \text{ KN/m}.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.15 \text{ KN} / m. \\ M_{y2} = 0.81 \text{ KN} / m. \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.00 \text{ KNm}. \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.41 \text{ KNm}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \cdot M_x = 0.85 \cdot 11.00 = 9.35 \text{ KNm}. \\ M_{ty} = 0.85 \cdot M_y = 0.85 \cdot 7.58 = 6.29 \text{ KNm}. \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \cdot M_x = 3.33 \text{ KNm}. \end{cases}$$

Cas des charges réparties :

$$F_c = 184 \text{ KN}.$$

$$S = 1.55 \cdot 1.80 = 2.86 \text{ m}^2.$$

$$G_1 = 184 / 2.86 = 64.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = 64.16 + 6.1 = 70.26 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 70.26 + 1.5 \cdot 1 \Rightarrow q_u = 96.63 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{1.80} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

Annexe

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0496 \cdot 96.63 \cdot 1.55^2 \Rightarrow M_0^x = 11.48 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.09 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.75 KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.88 KNm$

$$M_a^x = 0.3$$

En appui : $M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.44 KNm$

Ferraillage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 18cm$.

Tab.III. 30 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	10.11	0.0178	0.0225	0.1982	1.46	2,41	4T10=3.14
	y-y							
appui	y-y	3.57	0.0063	0.0079	0.1982	0.51	2.41	4T10=3.14
	x-x							

Vérification :

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

$$\text{On a : } \begin{cases} h \geq 12cm. \\ \rho > 0.4. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h. \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h. \end{cases}$$

$$\rho = 0.0008 \quad H A f_e E 400 \text{ ou } T S \phi \geq 6mm.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 8 * 10^{-4} * \frac{3-0.87}{2} * 0.2 * 1 = 1.70cm^2. \\ A_{min}^y = 8 * 10^{-4} * 1 * 0.2 = 1.6cm^2. \end{cases}$$

On a : $A > A_{min}$ Non vérifiée.

• **Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{200}{10} = 20mm. \quad [4]$$

$\Rightarrow \phi_{\max} = 10mm < 20mm \dots \dots \dots$ vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement :**

D'après le BAEL91, on considère qu'aucune armatures n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, et si on a :

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $Q_u=89KN$ (charge de calcul à l'ELU).

μ_c : périmètre du contour de l'aire d'application de la charge.

h : hauteur de la dalle

$$\mu_c=2*(u+v) \Rightarrow 2*(110+110)=440cm.$$

$$Q_u < 0.045 * 4.40 * 0.20 * \frac{25}{1.5}$$

$$Q_u = 0.08476MN < 0.66MN \dots \dots \dots$$
 vérifiée.

• **Vérification des espacements :**

$$S_{tx} \leq \min(3 * h, 33cm) = 33cm ; \text{ soit } S_t=20cm.$$

$$S_{ty} \leq \min(4 * h, 45cm) = 45cm ; \text{ soit } S_t=20cm.$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\zeta = \frac{T}{b * d} \leq \zeta_{adm} = 0.05 * f_{c28} .$$

$$T_V^{MAX} = T_U^{MAX} = \frac{q}{3 * u} = \frac{120.15 * 10^{-3}}{3 * 1.1} = 0.036MN$$

$$\zeta = \frac{0.036}{1 * 0.18} = 0.202MPa \leq 1.25MPa \dots \dots \dots$$
 Vérifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q * (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$q = G + Q = 62.68 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 62.68 * (0.082 + 0.2 * 0.055) = 5.82 \text{ KNm}. \\ M_{y2} = 62.68 * (0.055 + 0.2 * 0.082) = 4.47 \text{ KNm}. \end{cases}$$

b) Evaluation des moments due au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486. \\ \mu_y = 0.7244. \end{cases}$$

$$q_u = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.99 \text{ KN} / m. \\ M_{y2} = 0.71 \text{ KN} / m. \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.81 \text{ KNm}. \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.18 \text{ KNm}. \end{cases}$$

d) Les moments en travées et en appuis :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 5.78 \text{ KNm}. \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 4.40 \text{ KNm}. \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 * M_x = 1.73 \text{ KNm}. \end{cases}$$

e) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

$$Y = 3.32 \text{ cm}.$$

$$I = 9333 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.78 * 10^{-3}}{9333 * 10^{-8}} * 3.32 * 10^{-2} = 2.056 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation : [2]**

les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.105 \geq 1/16 \dots\dots\dots (1). \\ h / l = 0.105 \geq M_t / 10M_0 = 0.085 \dots\dots\dots (2). \\ A / b.d = 1.39 * 10^{-3} \leq 4,2 / f_c = 0.005 \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

Donc aucune vérification à faire.

schéma de ferrailage :

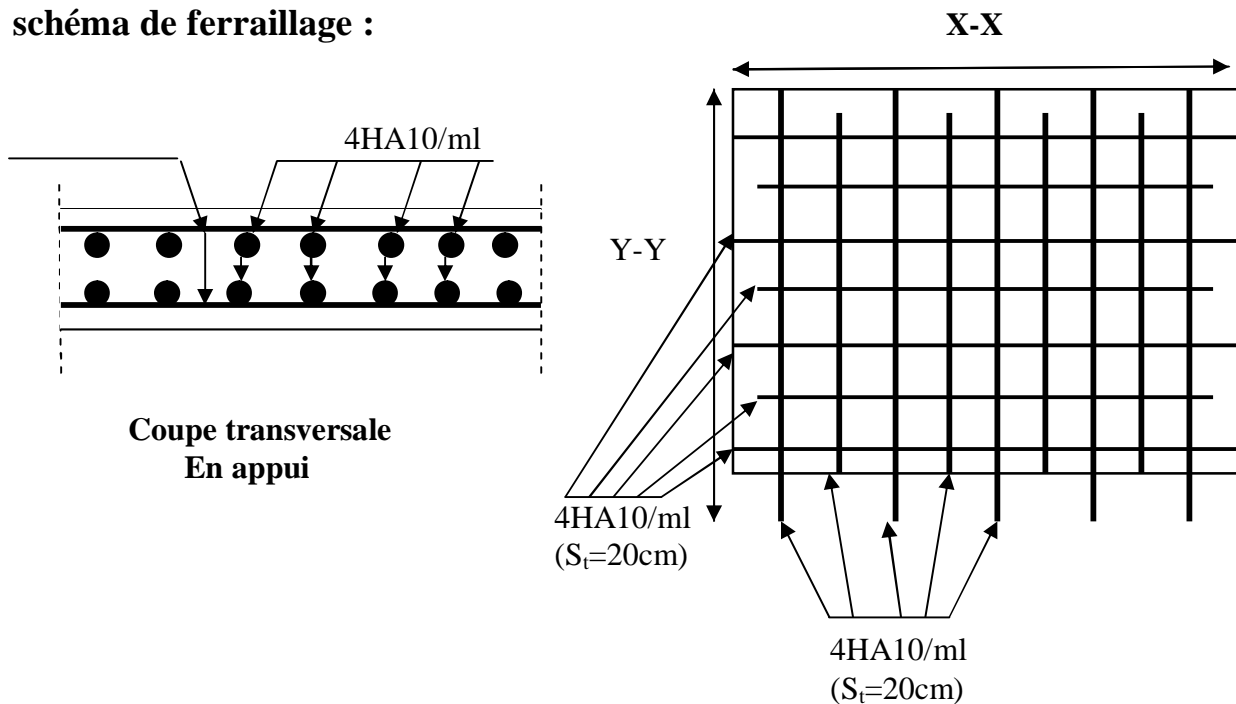


Fig.III.18 :schéma de ferrailage de dalle plein de l'ascenseur

III.7. Etudes des poutres de chaînages :

Définition :

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

Dimensionnement :

La porte maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4.43m$

Selon la condition de flèche :

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

$$29.53cm \leq h \leq 44.3cm$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 30cm$$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.95 \times 2.97 = 8.76KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 8.76) = 14.86KN/m$$

$$P_s = 8.12 + 2.25 = 11.01KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 36.45KN \cdot m$$

Calcul a l'ELU:

$$M_t = 0.85M_u = 30.98KN.m$$

$$M_a = -0.5M_u = 15.49KN.m$$

Le ferrailage :**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m.$$

Tableau III.31. : Armatures longitudinales.

	$M (KN.m)$	$d_x (m)$	μ_{bu}	$A_s \text{ calculé}(cm^2)$	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
En travée	30.98	0.27	0.09 2	3,43	3HA12=3.39
En appui	15.49	0.27	0.13	1.70	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \text{ (Art III.3.b) [1]}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm.$

On adopte $S_t = 15cm.$

Vérifications :

a) À l'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.164 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 32.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.365 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b) À l'ELS :

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 11.01 \text{ KNm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.03 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 1904 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Evaluation de la flèche :

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{4.43} = 0,067 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,067 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.083 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, établie à l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

Evaluation de la flèche

$$\Delta f = 0.00529 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.008 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

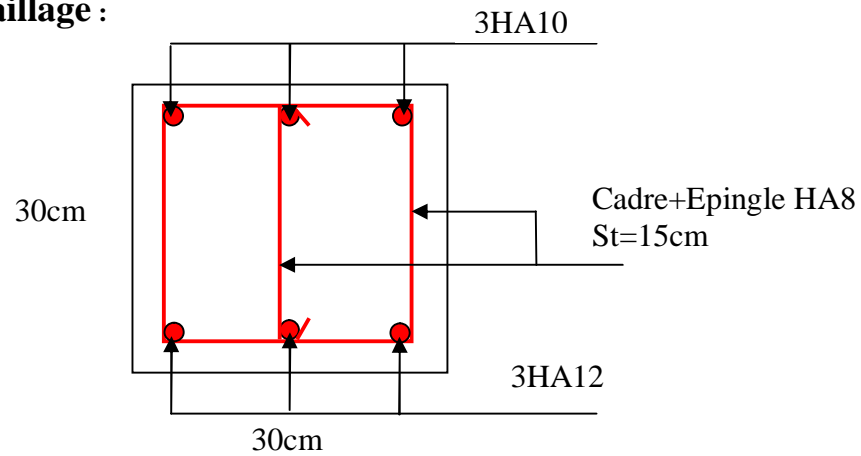


Figure III.19: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8.Conclusion :

Après avoir étudié tous les éléments secondaires à savoir les planchers, Les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur on passe au chapitre V qui est l'étude dynamique.

IV.INTRODUCTION

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.1. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.2. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

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

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
2- Redondance en plan	0	
3- Régularité en plan		0.05
4- Régularité en élévation	0	
5- Contrôle de qualité des matériaux		0.05
6- Contrôles d'exécution		0.10

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 27953.073 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 36.21m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 31.99^{\frac{3}{4}} = 0.672s$$

$L_x = 15.74$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 24.33$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.99}{\sqrt{23.97}} = 0.72s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.99}{\sqrt{22}} = 0.58s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.67s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.58s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.68$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.58 = 0.75s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.20}{5} \times 27953.073 = 1690.60KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.20}{5} \times 27953.073 = 1861.67KN$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

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

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

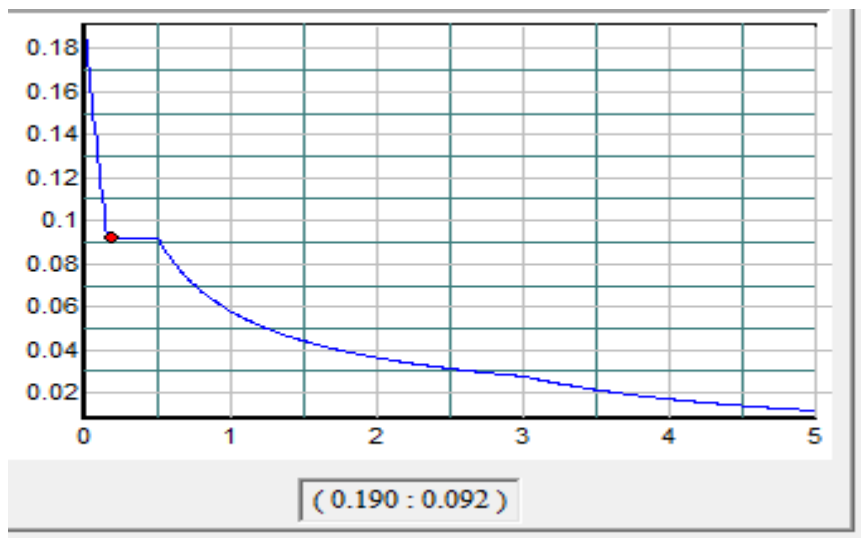


Fig.IV.1.Spectre de réponse.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3. DISPOSITION DES VOILES

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Nous avons commencé par étudier la proposition faite par le maître de l'œuvre donnée sur la figure IV.2.

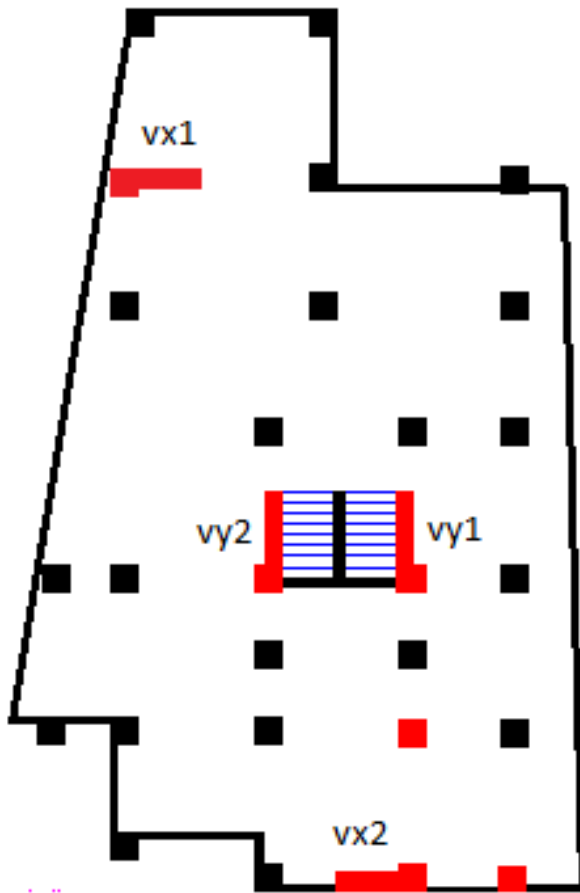


Fig. IV.2 : Disposition des voiles selon le maître de l'œuvre.

La figure IV.3 montre le premier mode de vibration obtenu avec une telle disposition. On voit bien qu'il y a une torsion dans ce premier mode. C'est pour cette raison que nous avons eu recours à une autre disposition.

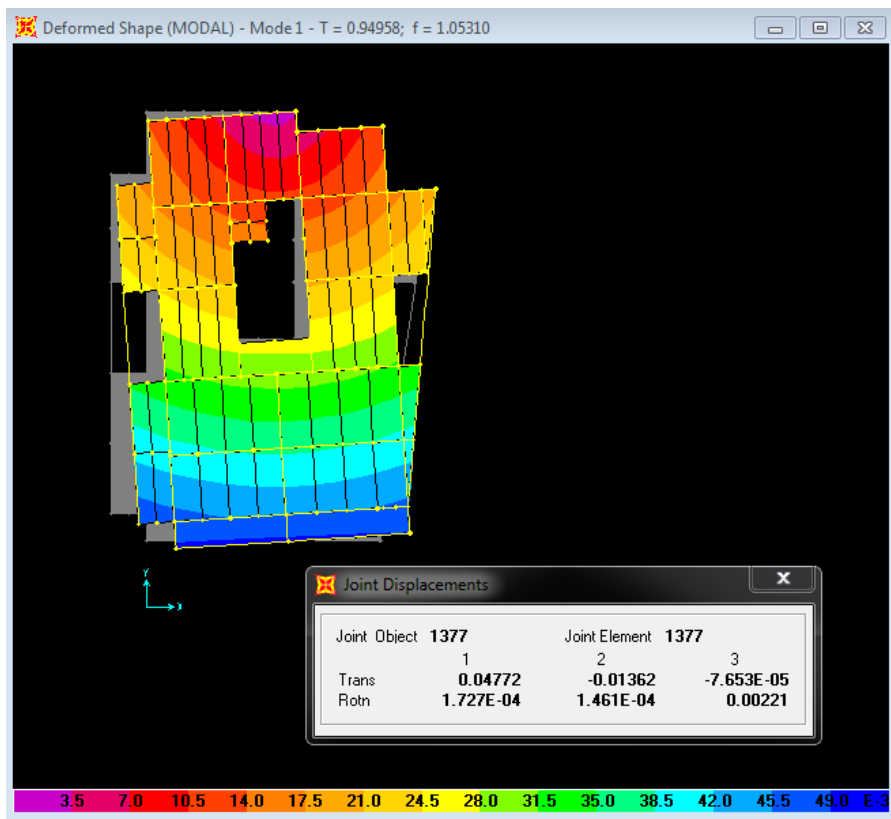


Fig. IV.3 : mode 1.

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d'éliminer les torsions des premiers modes principaux de vibration et aussi celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version 2003, on a opté pour la disposition suivante :

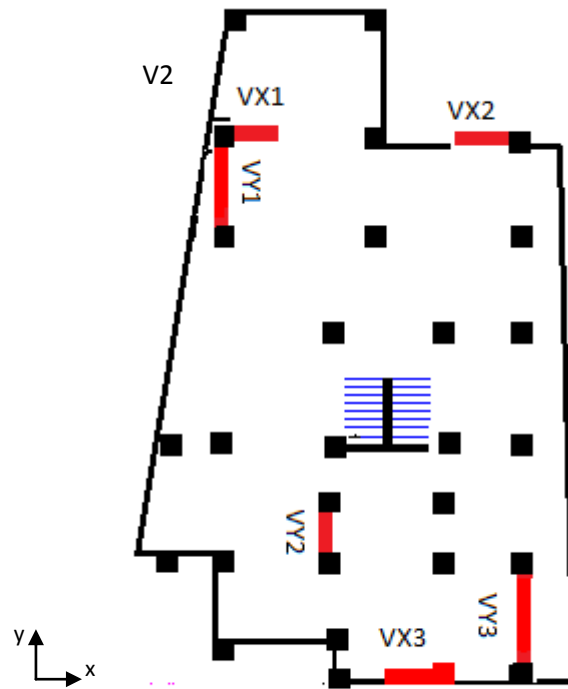


Fig. IV.4 : Disposition des voies

IV. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

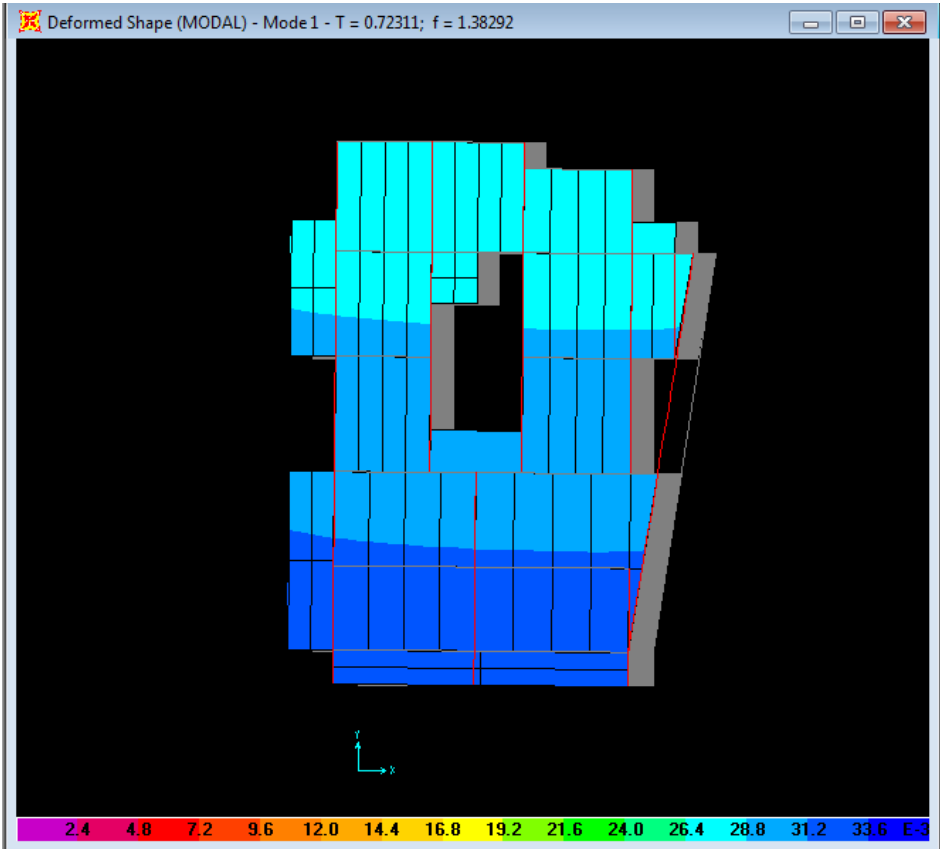


Fig.IV.5 : mode 1 (translation selon x-x') .

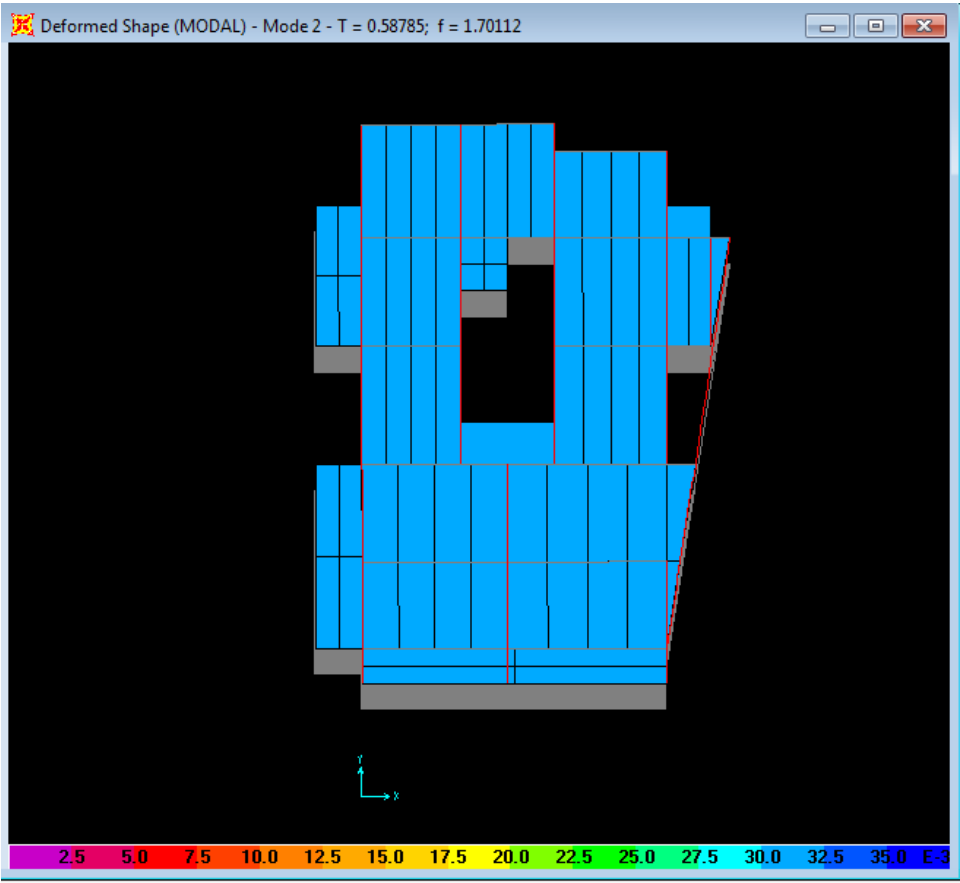


Fig. IV.6 : mode 2 (translation selon y-y’).

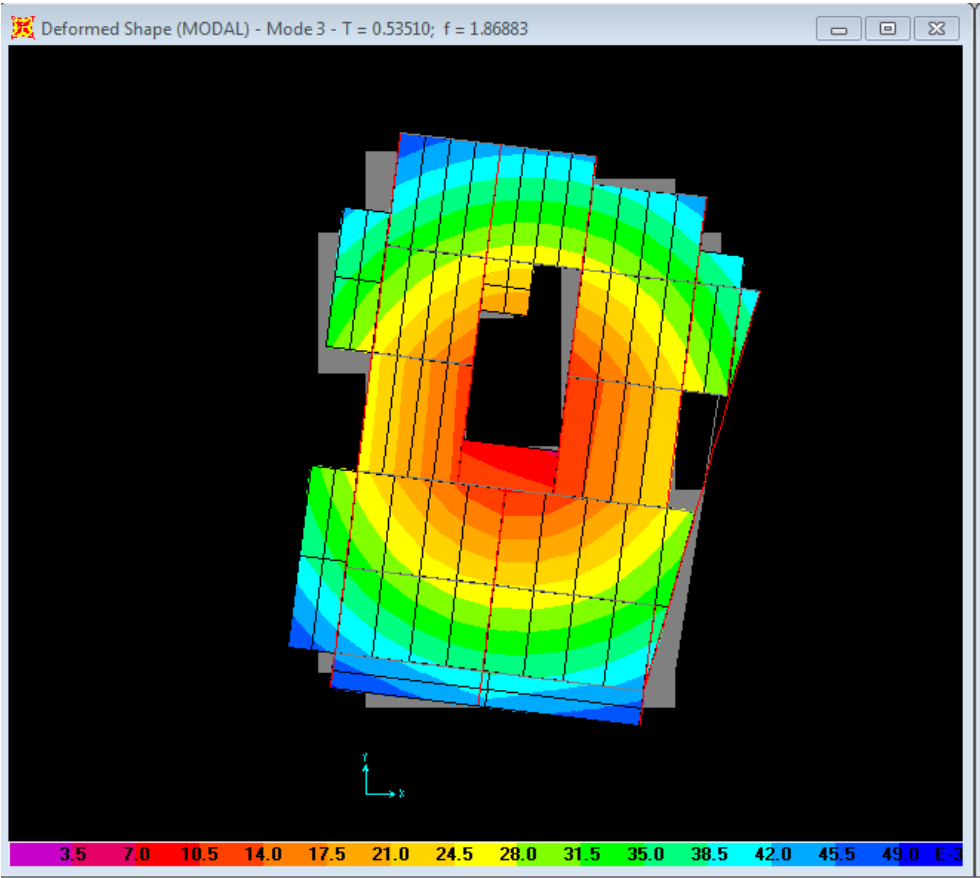


Fig. IV.7 : mode 3 (rotation au tour de z-z').

Le RPA (art 4.3.4,a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0,72310	74.37	0.119	74.37	0.11
2	0.58784	0.102	69.18	74.47	69.30
3	0,53509	0.327	0.0604	74.80	69.31
4	0,22641	12.89	0.027	87.69	69.33
5	0,16199	0.042	15.51	87.73	84.85
6	0,15199	0.088	0.019	87.82	84.86
7	0,13174	2.80	0.013	90.63	88.88
8	0,11768	0.014	3.57	90.64	88.45
9	0.10305	3.09	0.017	93.74	88.47
10	0.09757	0.118	0.0164	93.86	88.47
11	0.07870	0.0027	0.014	93.86	88.49
12	0.07381	0.0015	0.057	93.86	88.54
13	0.09070	0.0069	4.47	93.93	93.02

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend sept modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les quinze premiers modes.

2. Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculée par la formule empirique majorée de 30% ;

$$T_{dy} = 0.72s < \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.66 = 0.87s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.69 = 0.75s \end{cases}$$

3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1690.60	1352.48	1304.26	Non Vérifiée
Sens yy	1861.67	1489.33	1549.83	Vérifiée

Tab IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}=1.03$.

4. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	36300.10	5703.55	86.42	13.58
1 ^{er} étage	29684.35	3573.57	89.25	10.75
2 ^{ème} étage	25815.33	3068.71	89.37	10.63
3 ^{ème} étage	22082.51	2606.49	89.44	10.56
4 ^{ème} étage	18541.83	2042.78	90.07	9.93
5 ^{ème} étage	14987.57	1630.08	90.19	9.21
6 ^{ème} étage	11340.88	1213.64	90.33	9.67
7 ^{ème} étage	7587.24	871.16	89.70	11.30
8 ^{ème} étage	4112.76	411.29	90.90	9.10
9 ^{ème} étage	802.08	0	100	0

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
RDC	712.53	591.71	54.63	45.37	406.61	1143.22	26.23	73.77
1 ^{er} étage	883.18	385.87	69.59	30.41	473.82	644.63	42.36	57.64
2 ^{ème} étage	909.39	308.20	74.68	25.32	551.51	519.58	51.49	48.51
3 ^{ème} étage	900.68	249.08	78.33	21.67	607.27	436.09	58.20	41.80
4 ^{ème} étage	786.65	227.04	77.60	22.40	592.13	378.39	61.01	38.99
5 ^{ème} étage	706.64	177.71	79.90	20.10	591.30	282.97	67.63	32.36
6 ^{ème} étage	604.16	128.02	82.51	17.48	578.02	180.42	76.21	23.78
7 ^{ème} étage	412.76	112.73	78.54	21.45	446.59	150.40	74.80	25.19
8 ^{ème} étage	362.13	36.18	90.00	10.00	449.73	111.30	81.63	18.37
9 ^{ème} étage	78.86	0	100	0	102.83	0	69.63	0

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tab IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B _c (cm ²)	N (KN)	Nrd	Remarque
RDC	65*65	2216.37	0.20	vérifiée
1,2, 3 ^{eme} étage	60*60	1928.42	0.21	vérifiée
4, 5,6 ^{eme} étage	55*55	1172.56	0.15	vérifiée
7,8, 9 ^{eme} étage	50*50	474.13	0.075	vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

6. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Tab IV.7 : Vérification des déplacements pour le sens xx.

Niveaux	Sens x x					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
31.99	3.34	16.70	16.30	0.40	427	0.093
27.72	3.26	16.30	14.90	1.40	297	0.47
24.75	2.98	14.90	13.20	1.70	297	0.57
21.78	2.64	13.20	11.30	1.90	297	0.63
18.81	2.26	11.30	9.20	2.10	297	0.70
15.84	1.84	9.20	7.00	2.20	297	0.74
12.87	1.40	7.00	4.85	2.15	297	0.72
9.90	0.97	4.85	2.80	2.05	297	0.69
6.93	0.56	2.80	1.10	1.70	297	0.57
3.96	0.22	1.10	0.00	1.10	396	0.27

Tab IV.8 : Vérification des déplacements pour le sens y y .

Niveaux	Sens y y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_K/h_K (%)
31.99	3.60	18	16.10	1.90	427	0.44
27.72	3.22	16.10	14.25	1.85	297	0.62
24.75	2.85	14.25	12.20	2.05	297	0.69
21.78	2.44	12.20	10.15	2.05	297	0.69
18.81	2.03	10.15	7.95	2.20	297	0.74
15.84	1.59	7.95	5.85	2.10	297	0.70
12.87	1.17	5.85	3.90	1.95	297	0.65
9.90	0.78	3.90	2.20	1.70	297	0.57
6.93	0.44	2.20	0.90	1.30	279	0.43
3.96	0.18	0.90	0.00	0.90	396	0.22

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tab IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
31.99	427	567.352	0.40	78.86	0.0067	1.90	102.83	0.024
27.72	297	3048.56	1.40	398.31	0.036	1.85	561.03	0.033
24.75	297	5626.17	1.70	525.49	0.061	2.05	596.99	0.065
21.78	297	8322.96	1.90	732.18	0.072	2.05	758.44	0.075
18.81	297	10997.37	2.10	884.35	0.087	2.20	874.27	0.093
15.84	297	13602.18	2.20	1013.69	0.090	2.10	970.52	0.090
12.87	297	16314.73	2.15	1149.76	0.097	1.95	1043.36	0.098
9.90	297	19086.20	2.05	1217.59	0.098	1.70	1071.09	0.099
6.93	297	21973.42	1.70	1269.05	0.090	1.30	1118.45	0.085
3.96	396	27843.20	1.10	1304.26	0.059	0.90	1549.83	0.040

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés.

VI.5. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

❖ Les poteaux :

- RDC : $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$.
- 1, 2, 3^{ème} étages : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$.
- 4, 5, 6 étages : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$.
- 7, 8^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.

❖ Les poutres :

- Poutre principale : $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

V.INTRODUCTION:

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.1.ETUDE DES POTEAUX:

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E RPA99 /version2003
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons cinq types de poteaux à étudier :

- RDC, : $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$.
- 1,2, 3^{ème} étages : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$.
- 4,5, 6^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- 7,8, 9^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.1. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

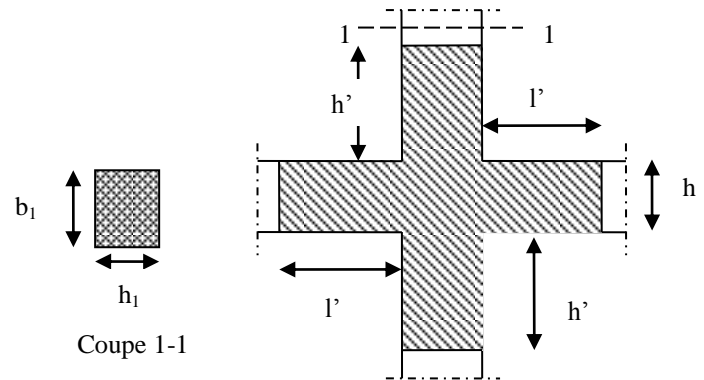


Fig.V.1 : zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC	65×65	33.80	169	253.5
1,2 ,3 ^{ème} étage	60×60	28.80	144	216
4,5,6 ^{ème} étages	55×55	24.20	121	181.5
7,8,9 ^{ème} étages	50×50	20.00	100	150

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b,$$

Dimensions de la section droite du poteau dans direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

II.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N_{max} \rightarrow M_{cor}			M_{max} \rightarrow N_{cor}			N_{min} \rightarrow M_{cor}			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
RDC	2280.95	73.19	3	130.05	503.77	3	1.98	41.85	5	129,36
1,2,3 ^{ème} Etage	1928.42	11.64	1	116.01	1325.65	3	25.56	21.85	6	70,43
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	1172.56	6.60	1	111.78	637.51	3	0.83	1.24	5	72.96
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	474.12	3,97	1	72,99	256,99	3	2.55	4.06	6	121,54

II.3. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A_{RPA}	$A_{calculé}$ SAP	Barres
RDC	65×65	2280.95	73.19	33.80	10.40	4HA20+12HA16=36.68cm ²
		503.77	130.05			
		1.98	41.85			
1,2 ,3 ^{ème} étages	60×60	1928.42	11.64	28.80	9.60	4HA20+8HA16=29.28cm ²
		1325.65	116.01			
		25.56	21.85			
4,5, 6 ^{ème} étages	55×55	1172.56	6.60	24.20	8.80	4HA20+4HA16+4HA14=26.76cm ²
		637.51	111.78			
		0.83	1.24			
7,8 étages	50×50	474.12	3.97	20.0	8.00	4HA16+8HA14=20.34cm ²
		72.99	256.99			
		2.55	4.06			

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	ϕ_1^{\min} (cm)	l_f (m)	\square_g	V_u	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²) Zone courante	A_t^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
65×65	1.60	2.772	4.26	129.36	10	15	2.79	5.99	6.28	8HA10
60×60	1.400	2.079	3.46	70.43	10	15	1.65	3.73	4.71	6HA10
55×55	1.40	2.097	3.78	72.96	10	15	1.86	4.08	4.71	6HA10
50×50	1.40	2.079	4.15	121.54	10	15	3.41	4.40	4.71	6HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33\text{mm}$.

II. 4. Vérification**a) Vérification au flambement :**

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)
RDC	65×65	3.96	2.77	14.74	0.820	33.80	3969	6535.47	2280.95
1,2,3 ^{ème} étages	60×60	2.97	2.07	11.93	0.830	28.80	3364	6002.03	1928.42
4; 5,6 ^{ème} étages	55×55	2.97	2.07	13.06	0.826	24.20	2809	4992.00	1172.56
6,7 ^{ème} étages	50×50	2.97	2.07	14.32	0.822	20.00	2304	4079.02	474.12
soupenne	50×50	4.27	2.98	20.62	0.794	20.0	2304		

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

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

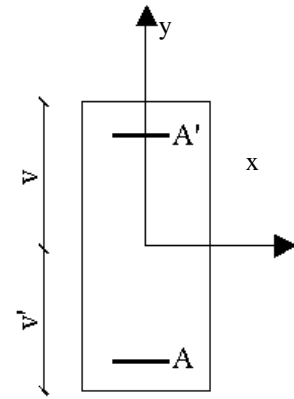


Figure V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC,	65×65	58.5	33.80	35.42	29.58	0.0180	1616.35	2.88	3.45	15
1,2 ,3 ^{ème} étages	60×60	54	28.80	32.81	27.19	0.0132	1406.16	8.43	3.65	15
4 ,5,6 ^{ème} étages	55×55	49.5	24.20	29.91	25.09	0.0092	854.96	4.77	2.67	15
7 ,8 ^{ème} étages	50×50	45	20.00	27.17	22.83	0.0062	345.79	2.85	1.35	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

b) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V .7 : Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
RDC	65×65	2.77	4.26	0.04	58.5	129.36	0.340	1.00
1,2 ,3 ^{ème} étages	60×60	2.07	3.46	0.04	54.0	70.43	0.217	1.00
4 ,5,6 ^{ème} étages	55×55	2.07	3.78	0.04	49.5	72.96	0.267	1.00
7 ,8 ^{ème} étages	50×50	2.07	4.15	0.04	45.0	121.54	0.504	1.00

II.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets des armatures transversales

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

$$\phi_t = 12\text{cm} \rightarrow L = 12\text{cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_c}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

❖ RDC:

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(58.50; 65; 65; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

❖ 1, 2, 3^{ème} étages:

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(42; 60; 60; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

❖ 4, 5, 6^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(42; 55; 55; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

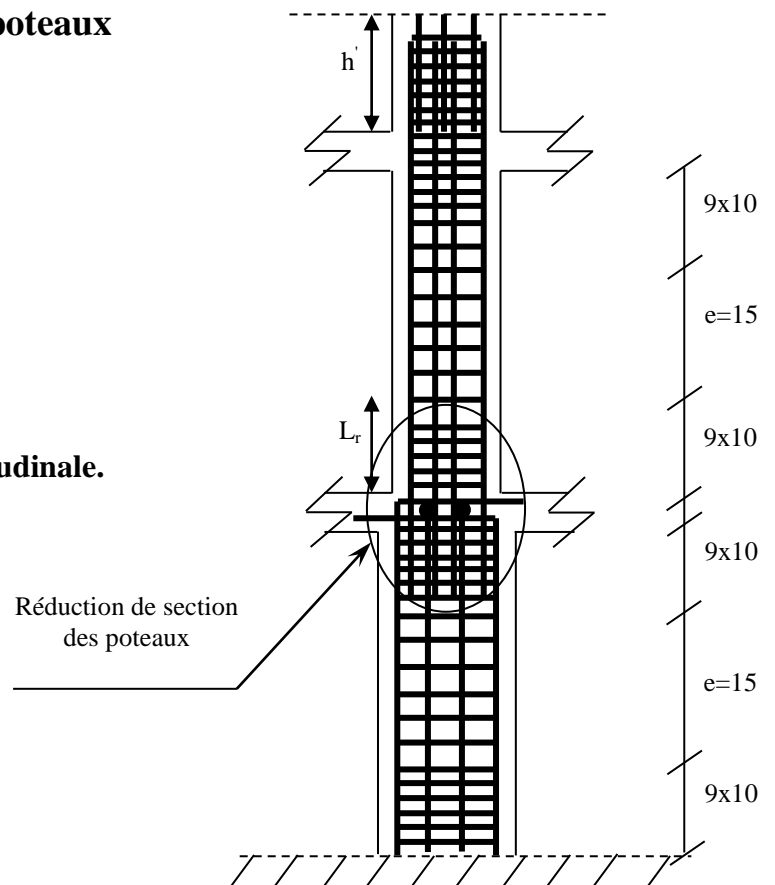
❖ 7, 8^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(42; 50; 50; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

II.6. Schémas de ferrailage des poteaux

Fig. V.3 : coupe longitudinale.



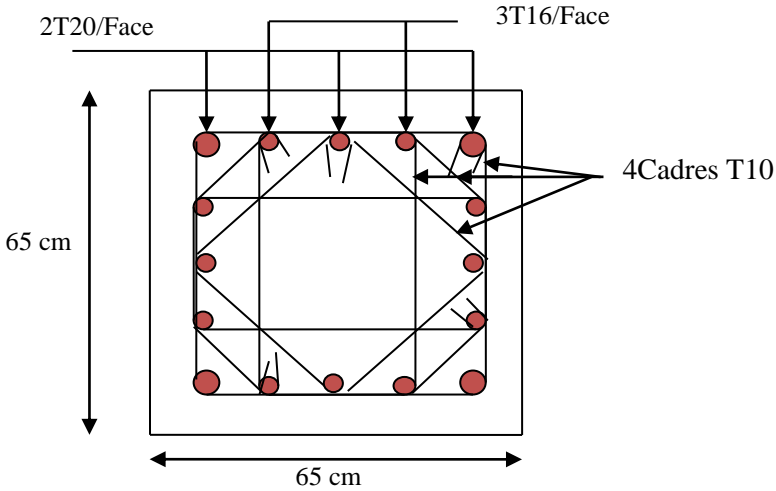


Fig.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux de RDC.

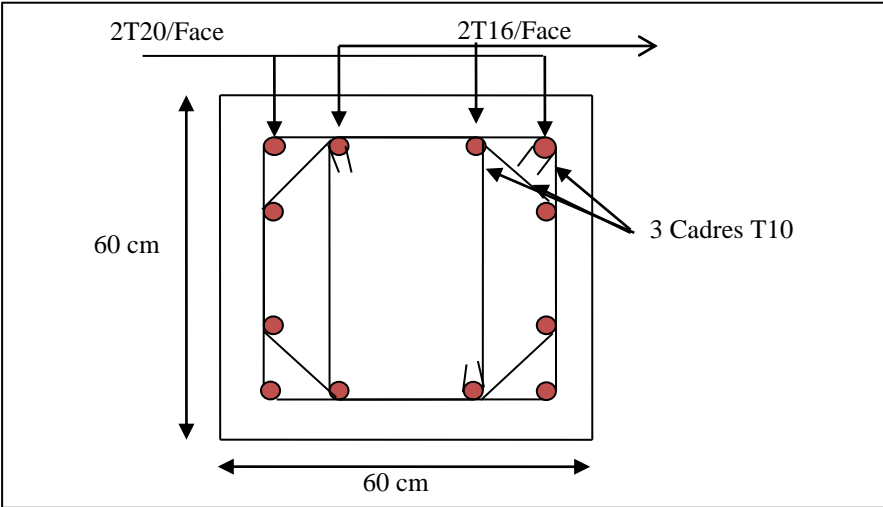


Fig.V5. Schéma de ferrailage des poteaux de 1, 2,3 étages.

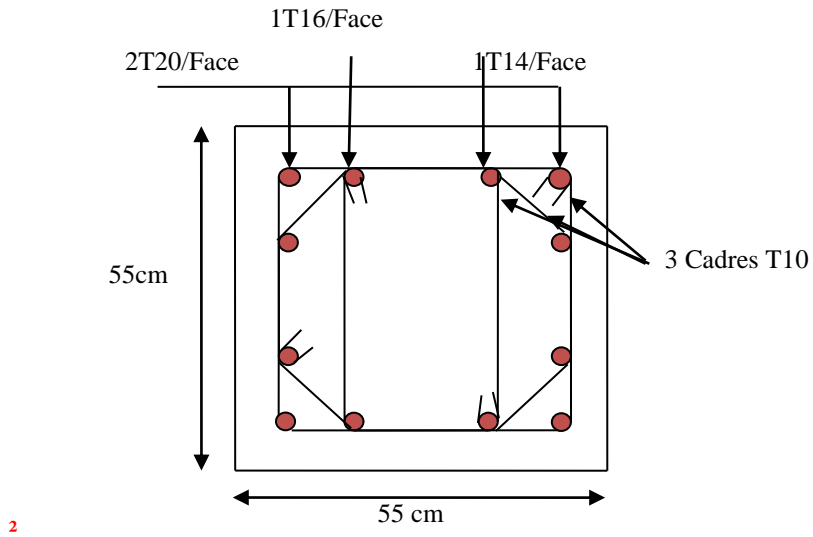


Fig.V.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 4, 5,6 étages.

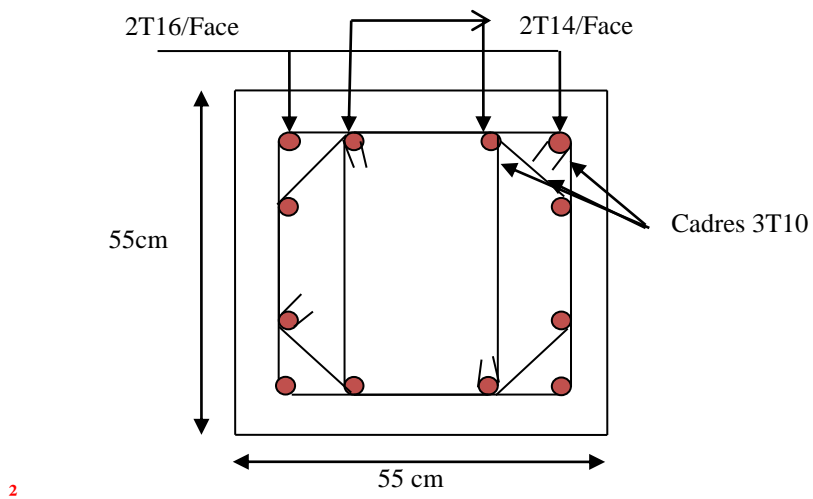


Fig.V.7 Schéma de ferrailage des poteaux de 7,8 étages.

V.2.ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40×45),
- poutres secondaires (35×40).

III.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases}$$

b) Ferrailage:

- Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.

avec : 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.9, 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 coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V .8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Etages courants	Principale	40×45	72	108	9
	Secondaire	35×40	56	84	7
Terrasse	Principale	40×45	72	108	9
	Secondaire	35×40	56	84	7

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

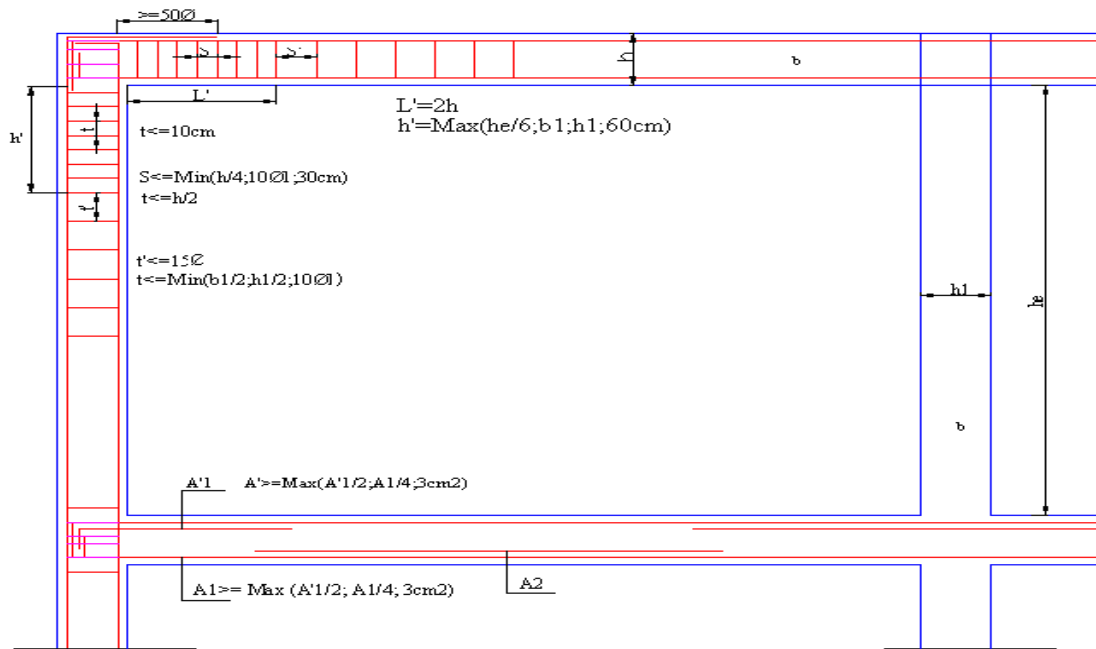
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



FigV.8 : Dispositions constructives des portiques

III.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab V.9: Ferrailage des poutres.

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Etages courants	Principale	40×45	Appui	7.46	9	3HA14+3HA12=8.01	80
			Travée	5.27		2HA14+3HA12=6.47	80
	Secondaire	35×40	Appui	4.07	7	3HA12+1HA14=4.93	56
			Travée	4.07		3HA12+1HA14=4.93	56
Terrasse	Principale	40×45	Appui	7.46	9	3HA14+3HA12=8.01	80
			Travée	5.27		2HA14+3HA12=6.47	80
	Secondaire	35×40	Appui	4.07	7	3HA12+1HA14=4.93	56
			Travée	4.07		3HA12+1HA14=4.93	56

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(8; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(2; 1.28; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 24\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3. Vérifications

A) A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.03\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}^{**}$

Tab V.10 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	163.05	0.97	Vérifiée
Poutres secondaires	54.44	0.32	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Etages courants

Poutres principales

Appuis de rive :

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15 \times 163.05 \times 10^{-3}}{400} = 4.68\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires .**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 54.44 \times 10^{-3}}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la section minimale de A_t :

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b_{\text{RPA99}}$ (Article.7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

B) À L'ELS**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.11 : Vérification de la contrainte limite de béton.

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
terrasse	Poutres principales	Appuis	-60.97	147364	14.2	5.81	15
		Travées	34.31	147364	14.2	3.27	15
	Poutres secondaires	Appuis	-22.05	94828.55	12.9	2.99	15
		Travées	9.9	94828.55	12.9	1.34	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-25.98	147364	14.2	2.48	15
		Travées	28.62	147364	14.2	2.73	15
	Poutres secondaires	Appuis	-23.84	94828.55	12.9	3.23	15
		Travées	13.62	94828.55	12.9	1.85	15

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

❖ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{590} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34.31}{10 \times 84.69} = 0.04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

❖ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{340} = 0.117 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.117 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.9}{10 \times 12.11} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.37} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

C) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

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

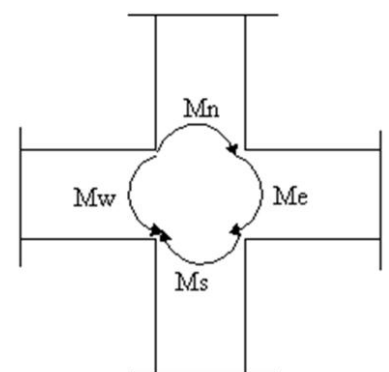


Figure V.9 : La zone nodale.

- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tab V.12 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, 1 ^{ère} étages	65×65	0.5525	35.72	720.11
2 ,3 ^{ème} étages	60×60	0.51	31.95	625.70
4 ,5 ^{ème} étages	55×55	0.4675	24.88	446.64
6 ,7 ^{ème} étages	50×50	0.425	20.36	332.27

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.13 : Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25×(M _w + M _e) (KN.m)
RDC, 1 ^{ère} étages	Sens yy	143.29	143.29	358.22
	Sens xx	48.19	48.19	120.47
2 ,3 ^{ème} étages	Sens yy	143.29	143.29	358.22
	Sens xx	48.19	48.19	120.47
4 ,5 ^{ème} étages	Sens yy	143.29	143.29	358.22
	Sens xx	48.19	48.19	120.47
6 ,7 ^{ème} étages	Sens yy	143.29	143.29	358.22
	Sens xx	48.19	48.19	120.47

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

III.4. Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.

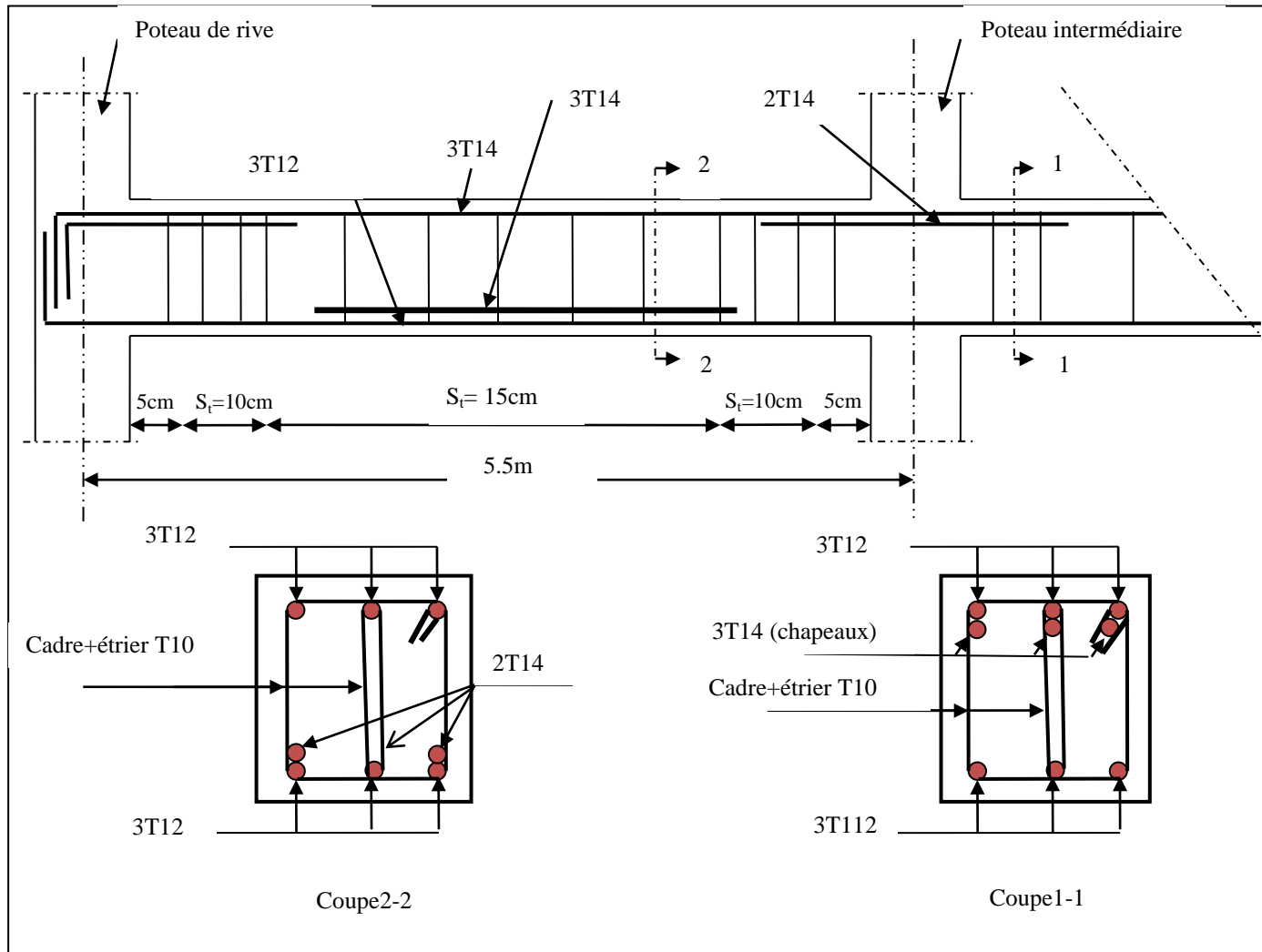


Fig. V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.3. Etude des voiles:

1) Introduction

Les voiles peuvent être définies comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) faible devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion
- Flexion par effort tranchant
- Ecrasement

Dans le but d'éviter ces modes de ruptures on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

2) Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales : sont destinées à reprendre les efforts de la flexion, elles sont disposées a deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) est inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

b) Armatures horizontales : sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre **10Ø**

c) Armatures transversales : sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingle par 1 m² au moins.

d) Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$

f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \varnothing$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \varnothing$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

3) Disposition des voiles

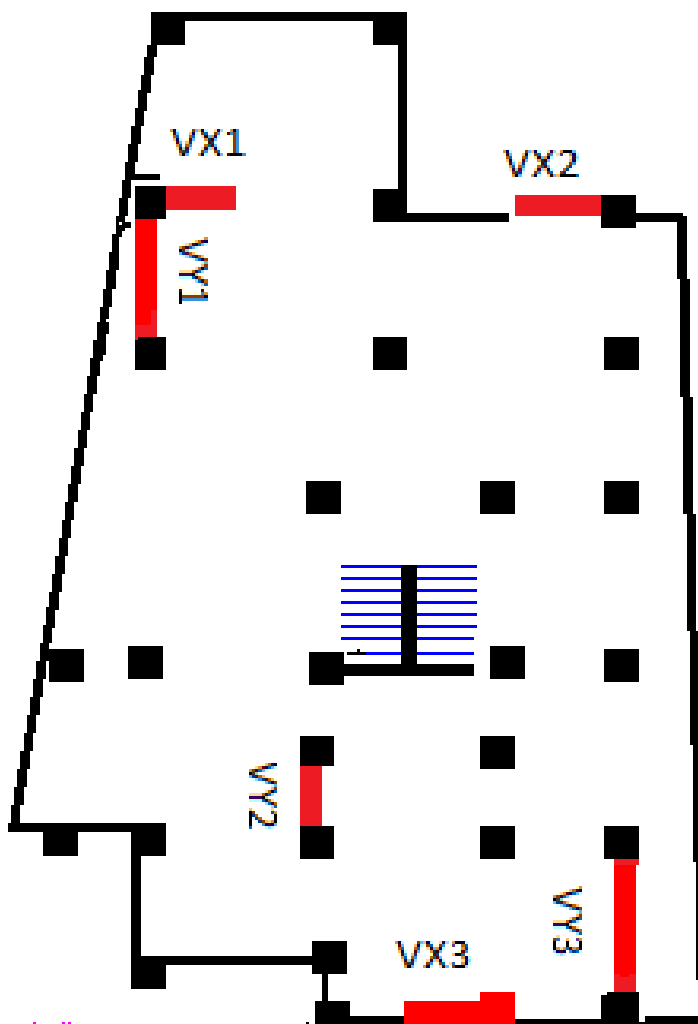


Fig. V. 11 Disposition des voiles.

4) Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{\min}^{RPA})$$

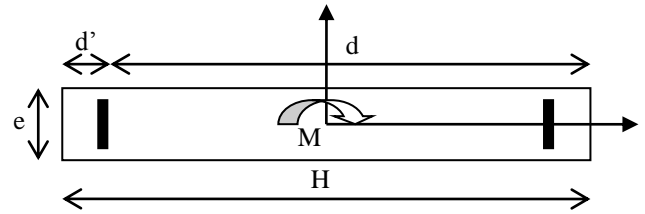


Fig. V. 12 Schéma d'un voile plein

b) **Armatures horizontales** : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous 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 adaptée par face.

N_{bre} / face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale adaptée par face.

A_H^{cal} / face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

-Tableaux des efforts et moments :**Tab V .14.Récapitulation des efforts dans les voiles RDC (SAP2000)**

	e (cm)	N _{max} → M correspondant.		N _{min} → M correspondant.		M _{max} → N correspondant	
V _{x1}	20	847.27	847.27	-21.3	-6.27	646.34	847.27
V _{x2}	20	1408.99	735.37	-230.7	-745.25	736.36	1201.41
V _{x3}	20	1278.46	759.2	56.48	733.19	759.2	1278.46
V _{y1}	20	1224.8	196.97	426.45	299.58	2621.23	814.88
V _{y2}	20	702.13	8.76	315.57	489.20	499.59	456.77
V _{y3}	20	1164	104.65	201.25	173.56	1372	662.13

Tableaux des efforts et moments :**TabV.15 : Récapitulation des efforts dans les voiles de 15cm (SAP2000).**

	e (cm)	N _{max} → M correspondant.		N _{min} → M correspondant.		M _{max} → N correspondant	
V _{x1}	15	208.53	17.75	64.56	2.05	144.66	185
V _{x2}	15	295.64	1.93	48.70	67.50	177.40	158.31
V _{x3}	15	352.05	51.05	124.72	108.93	168.17	308.18
V _{y1}	15	496.24	49.58	180.43	103.77	700	325.35
V _{y2}	15	279.35	5.48	126.42	127.34	127.34	126.42
V _{y3}	15	428.36	65.85	168.23	123.66	401.67	299.2

$$\tau = \frac{V}{e \times d}; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile ; } d : \text{ hauteur utile.}$$

- Voiles selon xx'

Tableau.VI. 1 Ferrailage des voiles selon xx'

Niveau	SS, RDC, Etage 1,2 et 3			Etage 4 à 8		
	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x1}	V _{x3}	V _{x3}
L	1.75	2	2	1.75	2	2
E	0.2	0.2	0.2	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	847.27	735.37	759.21	144.66	177.4	168.17
N (KN)	627.08	1408.99	1278.46	185	158.31	308.18
V (KN)	240	212	232.23	87.82	97	90
τ Mpa	0.79	0.58	0.64	0.36	0.35	0.033
A _{v cal} /face (cm ²)	28.09	36.08	34.73	6.22	5.95	8.05
A _{v min} /face (cm ²)	5.25	6	6	3.9	4.5	4.5
A _{v adop} /face (cm ²)	28.15	37.70	37.70	15.83	13.57	13.57
N ^{barre} /face	14T16	12HA20	12T20	14T12	12T12	16T12
S _t (cm)	15	18	18	15	18	18
A _{h cal} /face (cm ²)	7.72	9.67	9.67	1.69	1.69	2.31
A _{h min} /face (cm ²)	5.26	5.26	5.26	2.8	2.8	2.8
A _{h adop} /face (cm ²)	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21
N ^{barre} /face	13T10	13T10	13T10	13T10	13T10	13T10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

-Voiles selon yy'

Tableau.VI. 2 Ferrailage des voiles selon yy'

Niveau	SS, RDC, Etage 1,2 et 3			Etage 4 à 8		
	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}
L	3.55	2.05	2.55	3.55	2.05	2.55
E	0.2	0.2	0.2	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	196.97	499.59	1372.02	700.25	134.18	401.67
N (KN)	1224.8	456.77	662.13	325.35	168	299.18
V (KN)	546.18	225.99	400	200	71	147
τ Mpa	0.72	0.6	0.69	0.35	0.25	0.34
A _{v cal} /face (cm ²)	19.61	17.05	28.00	11.85	5.23	9.79
A _{v min} /face (cm ²)	6.3	3.75	4.8	4.7	2.8	3.6
A _{v adop} /face (cm ²)	21.55	18.47	32.17	15.83	13.57	18.10
N ^{barre} /face	14T14	12T14	16T16	14T12	12T12	16T12
S _t (cm)	25	20	18	25	20	18
A _{h cal} /face (cm ²)	5.49	4.7	7.36	3.01	2.19	3.01
A _{h min} /face (cm ²)	5.26	5.26	5.26	2.8	2.8	2.8
A _{h adop} /face (cm ²)	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21
N ^{barre} /face	13T10	13T10	13T10	13T10	13T10	13T10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

- Vérification a l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

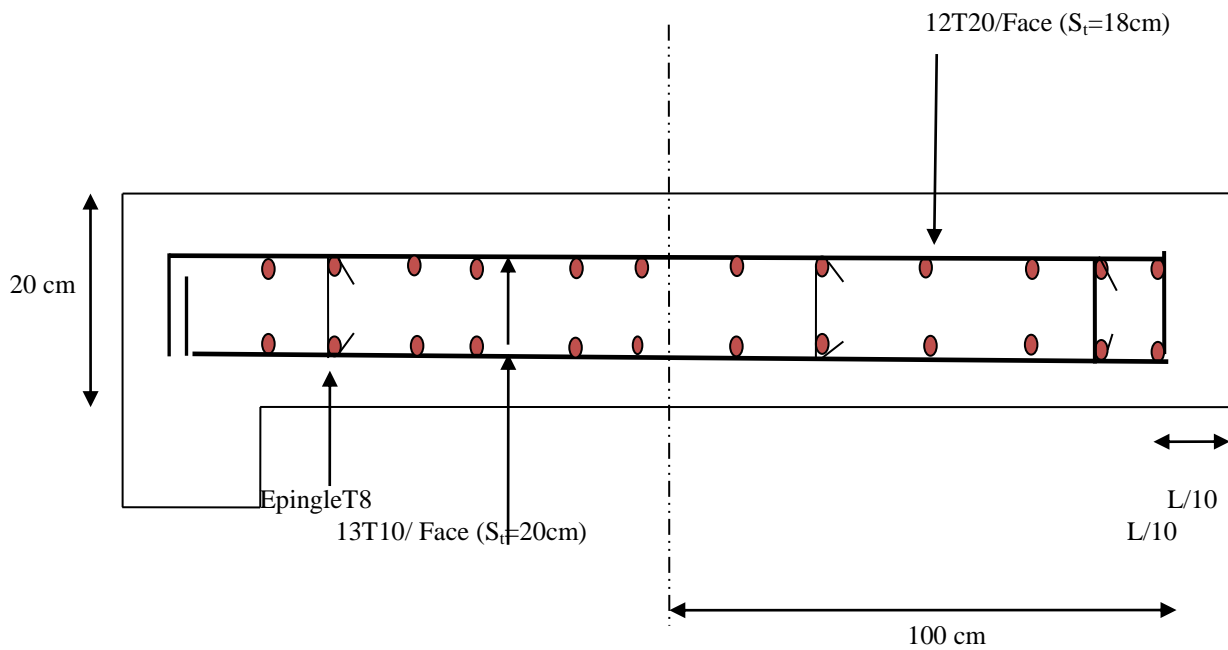


Figure V.13.Schéma de ferrailage du voile VX3

V.4.Conclusion :

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Enfin on passe au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

VI. Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

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 du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.3 bar à une profondeur de 2 m.

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 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4 Etude des fondations

VI.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, Avec :

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

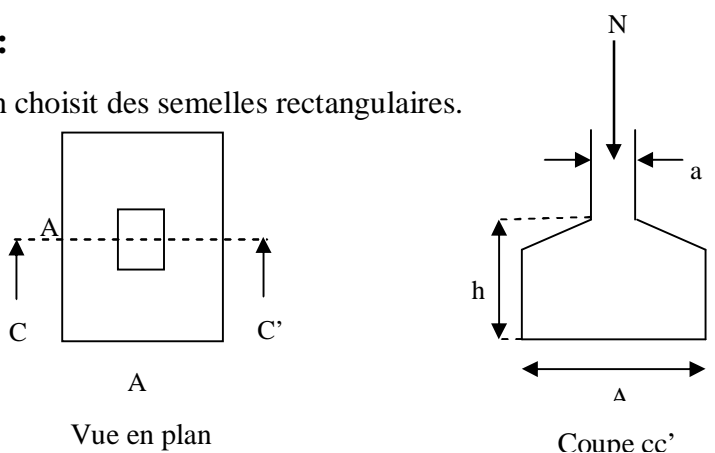


Fig.VI.1 Schéma d'une semelle isolée.

$$N = N_{\text{cal}} + P_s + Pa$$

$N_{\text{cal}} = 2280.959$: Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

Pa = poids de l'avant poteau ; $Pa = 0.65 * 0.65 * 1.5 * 25 = 15.84 \text{KN}$.

$$N = 2316.80 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} ; \quad A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{2316.80}{130}} = 4.22 \text{m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.1. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} ; \text{ Avec}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_{\text{cal}} + P_s + Pa$$

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 \Rightarrow N = 9.0438 \text{ MN}$$

$N_{\text{cal}} = 9043.8 \text{ KN}$: Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à $20 * 6 = 120 \text{ KN}$.

Pa = poids de l'avant poteau ; $Pa = 0.65 * 0.65 * 1.5 * 25 = 15.84 \text{KN}$.

$$L = 19.9 \text{m}$$

Le Portique le plus sollicité :

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{9043.8}{130 * 19.9} = 3.49 \text{m}.$$

Remarque :

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

VI.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

3.1-Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

➤ Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1) ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\max} : \text{ La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; } L_{\max} = 515\text{cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 51.5\text{cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 60\text{cm}$

$$\text{➤ Pour la dalle } h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25.75\text{cm} ; \quad \text{On opte pour une hauteur } h_0 = 40\text{cm}$$

b) La condition de raideur (rigidité)

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique. } \dots\dots\dots(2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.25^4 \times 30}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t > 0.71m$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 0,8m$ Pour les nervures du radier.

➤ La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{34890.08}{130} = 268.38m^2.$$

Or la surface du bâtiment est $S_{bat}=247.316m^2$.

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 268.38 m^2$

3.2 Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

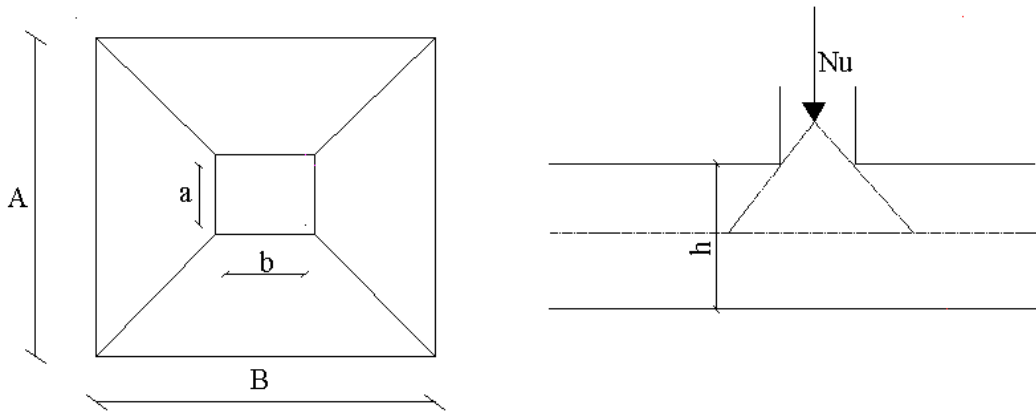


Fig.VI. 2.Zone de contact poteau.

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 65 + 80 \Rightarrow A = 145cm \\ B = 65 + 80 \Rightarrow B = 145cm \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 5.8m$ ce qui donne :

$$Nu = 2280.959 < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3480KN \dots\dots C'est vérifiée$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$\text{-Les caractéristiques géométriques du radier deviennent : } \begin{cases} X_g = 7.09m.; I_{xx} = 15785.71m^4 \\ Y_g = 13.83m.; I_{yy} = 4989.57m^4 \\ S_{rad} = 324.91m^2 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve les résultats suivants :

- **Dans le sens xx**

$$M_x = 12135.86KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 120.83KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 99.57KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 120.83 + 99.57}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 115.51Kpa \quad ; \quad \sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y**

$$M_y = 23838.57KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 143.60KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 76.44KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 143.60 + 76.44}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 126.81Kpa$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{12135.86}{35508.37} \Rightarrow e = 0,34m < 3.84m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{23838.57}{35508.37} \Rightarrow e = 0,67m < 5.98m \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

3.3 La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 4.9m$ et $l_y = 5.2m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10KN/m^2 \quad (G_0 : \text{le poids propre du radier})$$

a) Calcul des sollicitations :▪ **Calcul a l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 = \frac{42090.86}{247.31} + 1,35 \times 710 \Rightarrow q_u = 143.04 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{30781.008}{247.31} + 10 \Rightarrow q_{ser} = 119.28 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x(5.15)}{l_y(3.88)} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU : } \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 133.08 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 68.24 \text{ KNm}$$

-En travée :

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 113.63 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 58.01 \text{ KNm}$$

-En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 66.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 34.12 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS : } \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6647 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 122.53 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 81.45 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 104.15 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 69.23 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 61.26 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 40.72 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

Tableau.VI. 1 :Résumé des résultats du ferrailage.

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
Sens x.x	Travée	0.06	0,08	0,33	9.66	5T16 = 10.05
	appui	0,03	0,04	0,34	5.60	5T12 = 5.65
Sens y.y	Travée	0,03	0,04	0.34	4.84	5T16 = 10.05
	appui	0.019	0.02	0.34	2.83	5T12 = 5.65

• **Espacement des barres**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ dans les deux sens.

▪ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_0; \frac{A_t^x}{4}) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h_0 = e = 40 \text{ cm} \\ ; b = 100 \text{ cm} \\ \rho = 0.75 \end{array}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 3.59 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min}^x > A_{\min}^y \dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$-V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 267.46 \text{ KN}; \tau_u = \frac{267.46}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.76 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 184.94 \text{ KN}; \tau_u = \frac{184.94}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.52 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

b) **Vérification à l'ELS**

$$\text{On doit vérifier que : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Sens x-x :

En travée : $A= 9.66\text{cm}^2$; $y=8.04\text{cm}$; $I = 104545 \text{ cm}^4$

En appui : $A= 5.60\text{cm}^2$; $y=6.5\text{cm}$; $I = 70072 \text{ cm}^4$

Sens y-y:

En travée : $A= 4.84\text{cm}^2$; $y=5.8\text{cm}$; $I = 56764 \text{ cm}^4$

En appui : $A= 2.83\text{cm}^2$; $y=5.8\text{cm}$; $I = 56764 \text{ cm}^4$

Tableau.VI. 2 :Vérification des contraintes du radier .

Sens	Moments	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	Travée	8.01	402.84	15	201.63
	Appui	5.71	533.08	15	201.63
y-y	Travée	7.14	373.33	15	201.63
	Appui	4.2	313.57	15	201.63

On remarque que la condition $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de :

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1-\alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Tableau. VI. 3 : résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t
Sens x.x	Travée	15.98	3.29	5HA16+5HA14 =17.75	10
	appui	9.25	3.29	5HA14+5HA12 =13.35	10
Sens y.y	Travée	10.39	5.32	5HA14+5HA12 =13.35	10
	appui	6.11	5.32	5HA14+5HA12 = 13.35	10

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 15.71 > 3.92$

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	σ_s Mpa	observation
x-x	M _t	15.98	10.7	5872.	0.63	198.05	vérifiée
	M _a	9.25	10.7	5872.	4.9	167.06	vérifiée
y-y	M _t	10.39	10.7	5872.	3.17	108.13	vérifiée
	M _a	6.11	6.9	3016.	4.3	212.67	vérifiée

Tableau.VI. 4 : Vérification des contraintes du radier.

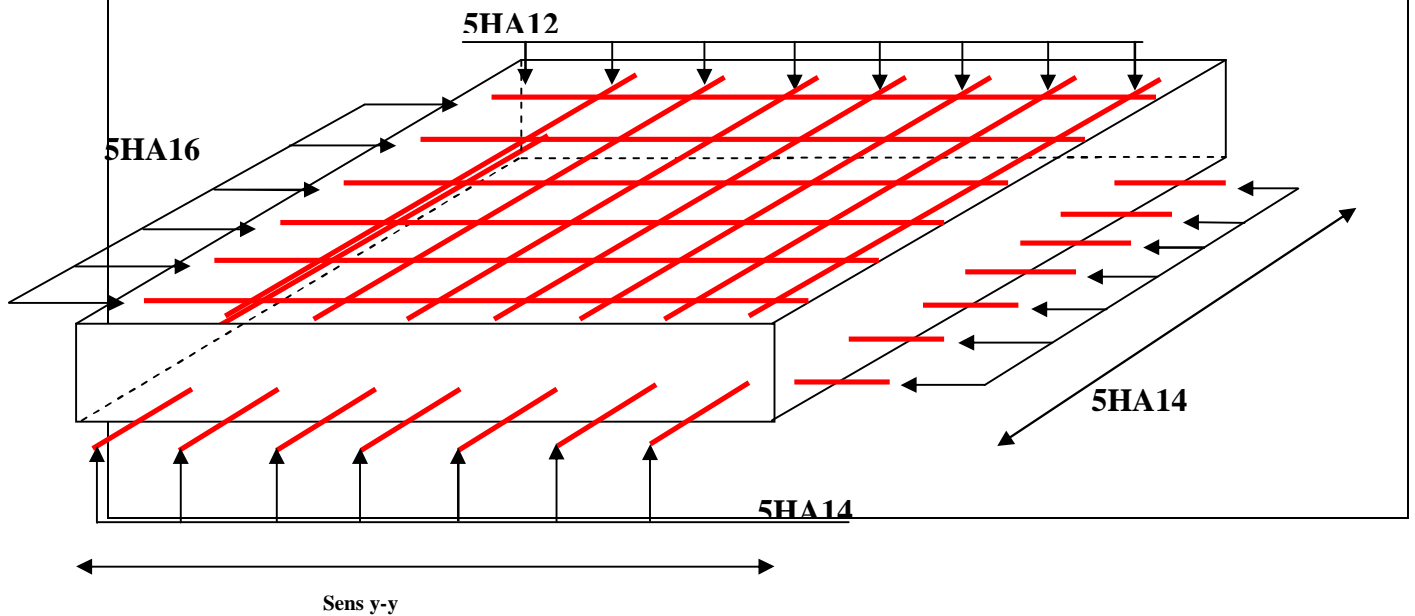


Fig.VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.

3.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 0,6m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 71.52 \text{ KN.m} ; D = 1\text{m} ; A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

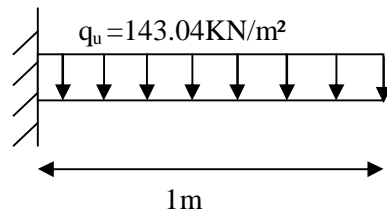


Fig.VII. 4 Schéma statique du débord.

Tableau.VI. 5 : Résumé des résultats du ferrailage.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	A_{\min} cm ²	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)
71.52	0.04	0.052	34.26	5.99	4.22	5T14=7.71

a) Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 90.61 \times \frac{0,6^2}{2} = 16.30 \text{ KNm}$$

Tableau.VI. 6 :Résumé des résultats de vérifications des contraintes.

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
59.67	5.65	6,9	77869.7	6.92	187.35	15	240

On remarque que les contraintes sont vérifiées

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 143.04 \text{KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.408 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

3.5. Etude des nervures :

a) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.75 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

* **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

* **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$q_u = 143.04 \text{ KN} / \text{m}^2$
 $q_s = 119.28 \text{ KN} / \text{m}^2$ Calcul des sollicitations :

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1-x)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens (y-y):**

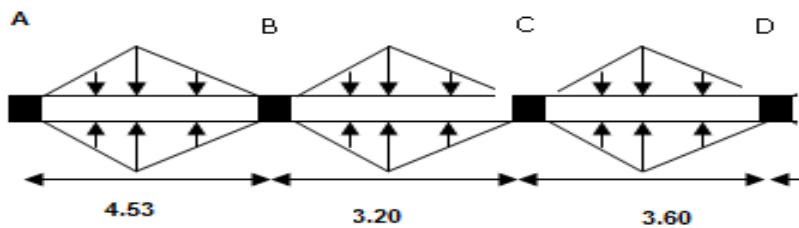


Fig. VI.5: Sollicitations sur les nervures le sens (y-y).

Tableau VI.7. : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(y-y).

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.53	4.53	359.04	138.14	-621.26	1.88	551.99
B-C	3.20	2.56	244.12	-621.26	-381.98	1.90	92.22
C-D	3.60	3.60	343.28	-381.98	83.41	2.10	401.30

- Sens (x-x):

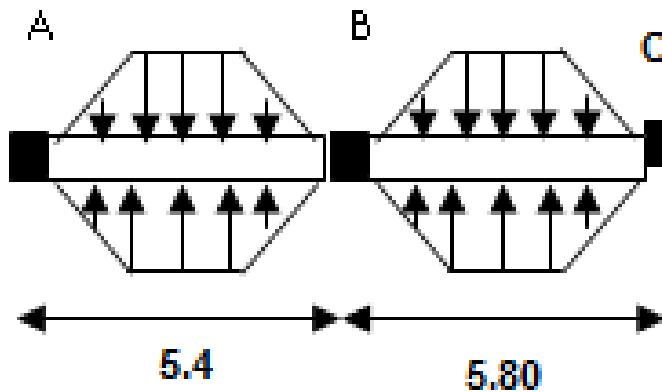


Figure.VI.6 : Sollicitations sur la nervure de radier dans le sens(x-x)

Tableau VI.8. : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (x-x)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	5.40	5.40	663.79	362.92	2221.29	2.01	1452.97
B-C	5.80	5.80	712.96	2221.29	449.69	2.28	1592.90

b.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section $b \cdot h$ en flexion simple.

$$h=0.8m ; h_0=40cm ; b_0=65 cm ; d=72 cm.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{453}{10}; \frac{580}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45,3;290)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 40cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 145cm$$

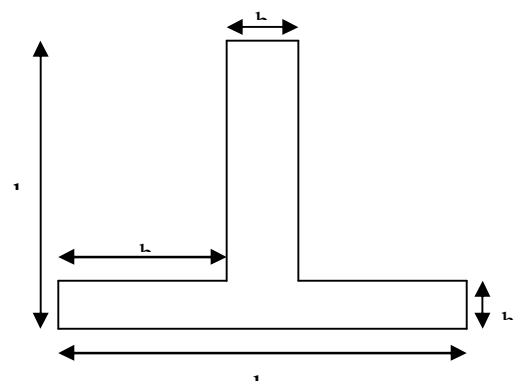


Figure.VI.7 : Section à ferrailer.

Tableau VI.8 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1592.90	69.53	20.80	72.45	9HA25+9HA20
	appuis	2221.29	115.69	20.8	116.56.54	9HA25+9HA32
Y-Y	Travée	551.99	22.97	20.80	23.30	6HA14+6HA16
	appuis	621.26	26.67	20.8	28.09	6HA20+6HA14

b) Vérification a L'ELU**-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 875.16.7 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.87 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

-Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 6.5; 1.2) = 12 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

-Espacement des aciers transversaux**➤ Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 40 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min(h/4; 12; \Phi_l) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

c) Vérification a L'ELS

-Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

◆ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

◆ Vérification de σ_s

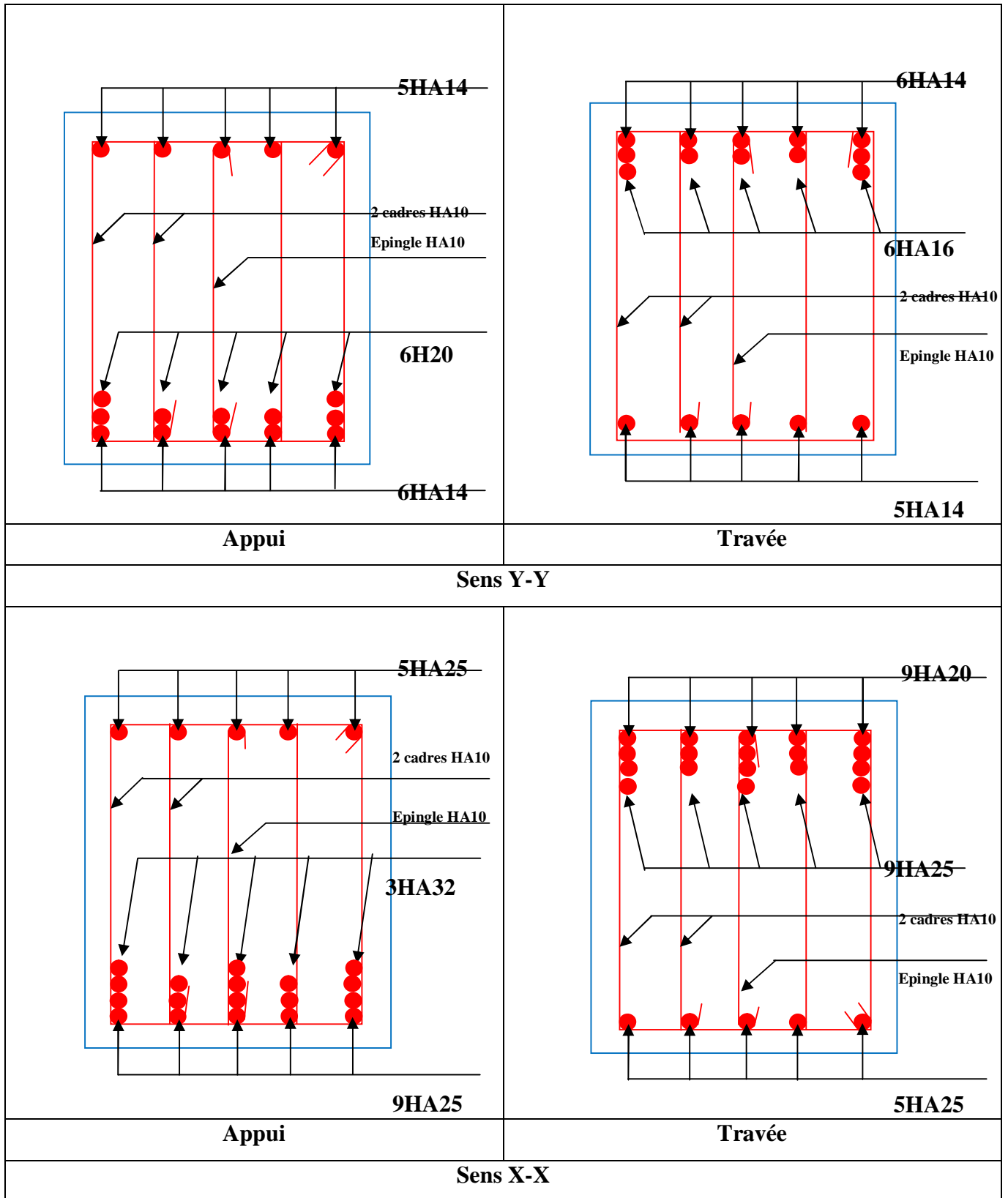
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

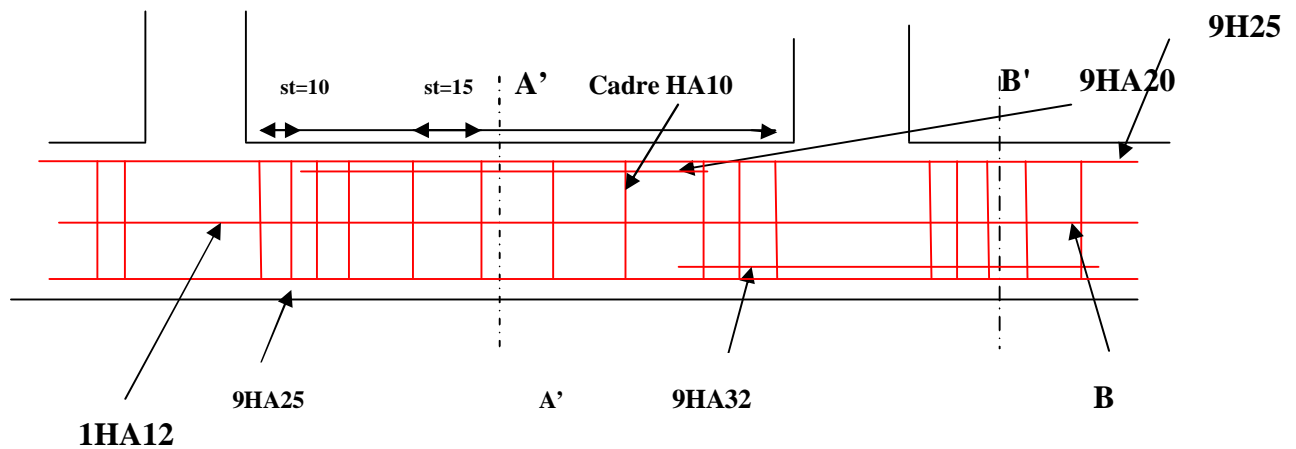
Tableau VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	358.96	24.15	0.22	0.014	5.640	192.30	vérifiée
	M_a	456.82	29.54	0.245	0.0168	6.661	193.740	vérifiée
y-y	M_t	837.633	51.81	0.343	0.0298	9.641	158.953	vérifiée
	M_a	940.796	58.07	0.367	0.0339	10.185	146.94	vérifiée

a) Schéma de ferrailage

Tableau.VI.10.ferrailage des longrines





Fi g.VI.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

VI.2. VOILE PERIPHERIQUE :

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.

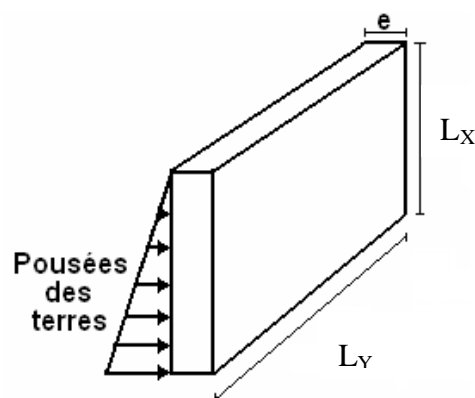


Fig. VI.9 : Voile périphérique.

2. Dimensionnement des voiles :La hauteur $h=1.76$ mLa longueur $L=4.6$ mL'épaisseur $e=20$ cm**3. Caractéristiques du sol :**Le poids spécifique $\gamma_h = 15.5 \text{ KN} / \text{m}^3$ L'angle de frottement $\varphi = 40^\circ$ La cohésion $c=1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ **4. Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 1.76 * (15.5 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.69}{2}) - 2 * 1.5 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{0.69}{2})) = 4.63 \text{ KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle :_ $q= 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 2.21 \text{ KN} / \text{ml}$$

5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) A L'ELU

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 3.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 9.57 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 8.005 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 8.005 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 1.76 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.6 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans un seul sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.38 \Rightarrow ELU : \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 3.07 \text{ KN} * m.$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 3.14 \text{ KN} * m$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 1.85 \text{ KN} * m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% b * h$ condition exigée par le RPA.

Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
travée	Xx	3.14	0.06	0.008	0.179	0.5	2	4T12=4.52
Appui		1.85	0.004	0.005	0.179	0.29	2	4T12=4.52

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{9.365 * 6.42}{2} = 8.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.04 \text{ MPa} < \bar{\tau} \text{condition vérifiée.}$$

b) A l'ELS :

$$P_s = 6.84 \text{ KN/M}$$

$$M_{0x} = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 1.32 \text{ KN.m}$$

C) Vérification des contraintes :

C-1). Contraintes dans le béton :

$$y = 3 \text{ cm}$$

$$I = 7683.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée .}$$

C-2). Contraintes dans l'acier :**En travée :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 65.89 MPa$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 3.75 MPa$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

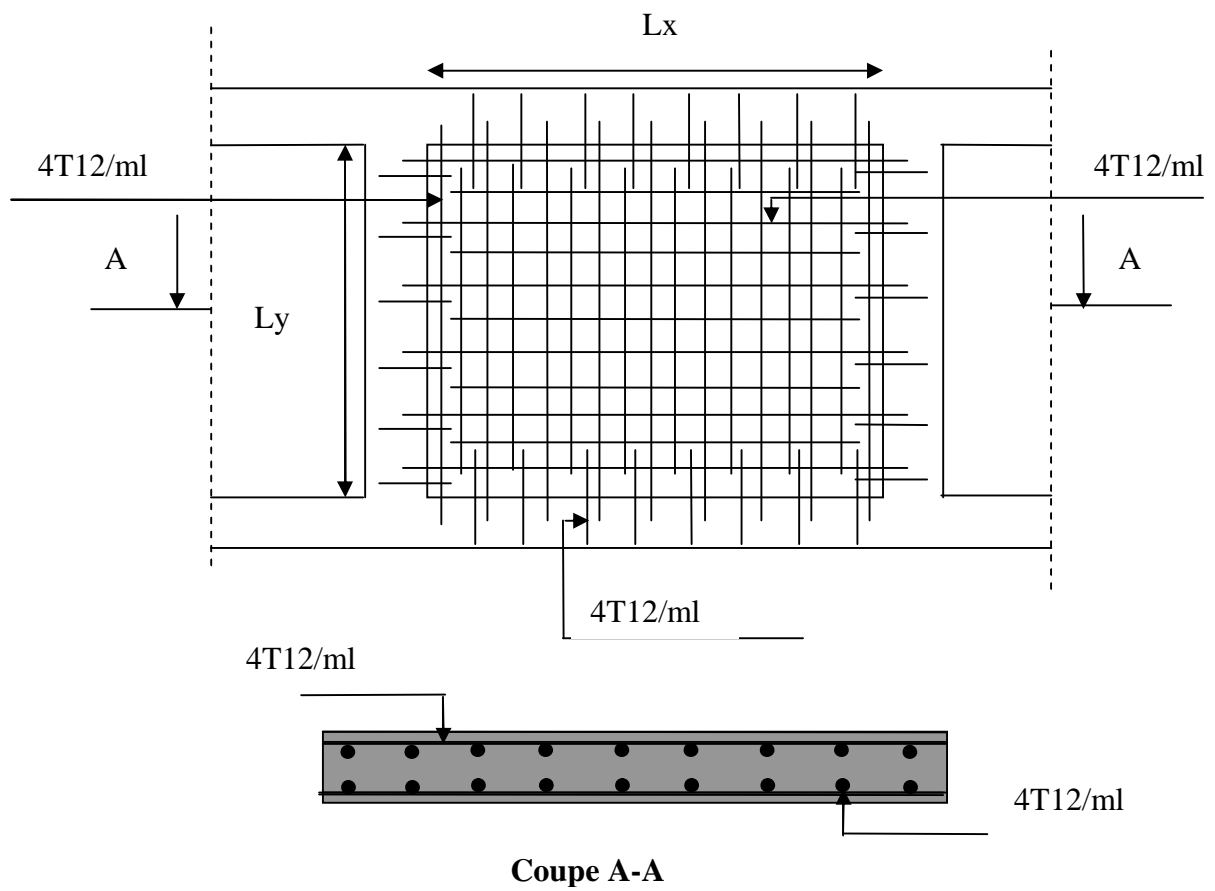


Fig.VI.10.Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.3.CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 40cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 80) \text{ cm}^2$.

Pour le débord nous avons opté dans un premier cas à 60, puis nous l'avons augmenté de 70cm lors de la vérification des contraintes dans le sol ce qui donne un débord total de 1m.

Conclusion Générale

L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le SAP 2000 et robot millenium ... ; mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissances de certaines notions de base d'élément finis et de dynamique des structure afin de mieux rapprocher les modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la règlementation en vigueur.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- ✓ L'utilisation et le choix de logiciel de calcul dépend de la connaissance des équations qui régissent les lois de comportement utilisées, ainsi que le model numérique propre à chaque logiciel.
- ✓ la différence des résultats obtenus est due aux méthodes de résolution numérique utiliser par chaque logiciel.
- ✓ L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ La position des escaliers joue un rôle très important sur le bon comportement de la structure.
- ✓ éviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport a l'autre (exemple : construction a deux travées).

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation :

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter le table T31
simple accès
255 cm

Alimentation :

Proches automatiques

collective, de source
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture centrale
trafic intense

Nombre de faces de service
Distance mini entre niveaux

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO	120 x 100		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
						In	Id	In	Id				
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé par le Comité National de Liaison des Handicapés (C.N.L.H.) Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le tableau d'un document général. S'agit-il d'installations à très hautes performances, il est conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider industriel.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

Ligne Building

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max.	Course max. en m.	Dimensions de cabine	Passage libre de port.	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette				
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	(2) HSG				
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140			
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160			
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160		
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140			
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140		
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140		
		1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160		
				ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220			
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220		
		4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320			
	1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160		
				ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
			1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
					ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220			
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
		4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320			
1600 21 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160			
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160		
		1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160		
				ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220			
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		
		4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320			

Notes: Toutes les données sont exprimées en conditions nominales. (1) Les profondeurs de cuvette et l'ouverture des portes sont celles indiquées sur le schéma. (2) L'ACVF est une variante de fréquence. (3) La puissance est calculée en fonction des vitesses et des courants de fonctionnement. (4) Les dimensions indiquées sont en millimètres. (5) La puissance est calculée en fonction des vitesses et des courants de fonctionnement. (6) Les dimensions indiquées sont en millimètres.

ANNEXE 5

Sections d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Chapitre I

Généralités

Chapitre III
Prédimensionnement
des éléments

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Chapitre VI
Etude
des fondations

Introduction

Bibliographie

Conclusion

Annexes