

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8+Sous Sol) bi fonctionnel
Contreventé par un système mixte (voile-portique)*

*Encadré par :
M^{me} S. Arezki*

Membre de jury :

*M^r. OURETMACHE
M^{me} BOUKHAMSA*

Réalisé par :

*M^r. Kenouche Ferhat
M^r. Kekouche Kheireddine*

Promotion 2013-2014

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} AREZKI d'avoir accepté de nous guider dans ce travail, aussi membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants durant notre formation.

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

Kheireddine et Ferhat

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie au fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre vie.

Je dédie ce modeste travail à :

A l'âme de ma mère (rebi yerhamha) qui a rêvé de ce jour

A mon père pour son soutien inconditionnel

A la femme qui a pu remplacer ma mère et combler notre vie de joie depuis notre enfance

A mes frères

A mes sœurs

A ma future femme Nawal

A tous mes amis(es) sans exception

A mes copains de chambre Sofiane et Hamid

A mon binôme et cher ami Ferhat

Aux citoyens de village Tizi el oued

A tous ceux qui ont contribué à la réussite de mon parcours étudiantin

k-kheireddine

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie di fond du cœur
à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la
reconnaissance durant toute notre vie.*

Je dédie ce modeste travail à :

*A mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un
magnifique model de labeur et persévérance.*

A mes frères

A ma sœur

A toutes la famille KENOUCHE

A mes amies d'association du quartier d'Ait-Ihmed

A mes copains de chambre Sofiane et Hamid et Amir

A mon binôme et cher ami Kheireddine

A mes meilleurs amis et tous ceux qui me sont chère

K-Ferhat

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Caractéristique de l'ouvrage	01
I.4. Règlements et normes utilisées	01
I.5. Indication générale sur les règles de BAEL	02
I.6. les actions et sollicitations	03
I.7. Les caractéristiques des matériaux	04
I.8. Conclusion	09

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	11
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	21
II.4. Conclusion	33

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2. Etudes des planchers	34
III.3. Etude de l'acrotère	86
III.4. Etude de l'escalier	92
III.5. Etude de la poutre palière	101
III.6. Etude de l'ascenseur	107
III.7. Etude de la poutre de chainage	115

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	119
IV.2. Méthodes de calcul	119
IV.3. Conclusion	131

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	132
V.2. Etude des poteaux	132
V.3. Etude des poutres	141
V.4. Etude des voiles	150
V.5. Conclusion	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	157
VI.2. Choix du type de fondation	157
VI.3. Vérifications	157
VI.4. Etude du voile périphérique	172
VI.5. Conclusion	176

Conclusion générale

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme $f_{cj}=(j)$	05
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-Déformation du béton	07
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	09
Figure II.1 : Plancher à corps creux	12
Figure II.2 : Schéma de la poutrelle	13
Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles	14
Figure II.4 : Panneau de dalle pleine	15
Figure II.5 : Dalle sur un seul appui	15
Figure II.6 : Dalle sur deux appuis	16
Figure II.7 : Dalle sur trois appuis	16
Figure II.8 : Détail d'un escalier	17
Figure II.9 : Schéma statique de l'escalier	17
Figure II.10 : Mur extérieur	19
Figure II.11 : l'acrotère	20
Figure II.12 : Dimensions du voile	22
Figure II. 13: Vue en plan d'un voile	23
Figure II.14 : Hauteur libre d'étage	23
Figure II.15 : Poteau le plus sollicité (P1)	24
Figure II.16 : Schéma de la descente de charges	26
Figure II.17 : Poteau le plus sollicité (P2)	28

Figure III.1: Schéma d'une Poutre	35
Figure III.2: Evaluation des efforts tranchants	37
Figure III.3: Schéma statique d'une poutrelle type 2	39
Figure III.4: Schéma statique d'une poutrelle type 3	42
Figure III.5 : caractéristique géométrique de la poutrelle	46
Figure III.6 : Schémas des ferrailages des poutrelles des différents étages	71
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	72
Figure III.8 : Schéma d'un balcon sur trois appuis	73
Figure III.9 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis	81
Figure III.10 : Schéma d'une dalle sur deux appuis	81
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	84
Figure III.12 : Dalle sur un seul appui	84
Figure III.13 : Schéma statique de la dalle sur un seul appui	84
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle	86
Figure III.15 : Chargement de l'acrotère	87
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	92
Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier	93
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre Palière	101
Figure III.19 : Schéma statique de la poutre palière	104
Figure III.20 : Section considérée dans le calcul de torsion	104
Figure III.21 : Ferrailage de l'escalier	106
Figure III.22 : Ferrailage de la poutre palière	106
Figure III.23 : Cage d'ascenseur	107

Figure III.24 : Schéma de ferrailage	110
Figure III.25 : Coupe A-A détail de ferrailage	110
Figure III.26: Schémas représentant la surface d'impact	111
Figure III.27: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne	111
Figure III.28: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	115
Figure III.29: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	115
Figure III.30: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	118
Figure IV.1 : première Disposition des voiles	124
Figure IV.2 : Mode de déformation de la structure	125
Figure IV.3: 2ème Disposition des voiles	125
Figure IV.4 : Mode de déformation de la structure	126
Figure V.1 : Zone nodale	133
Figure V.2 : Section d'un poteau	137
Figure V.3 : Coupe longitudinale	140
Figure V.4. Schémas de ferrailage des poteaux	140
Figure V.5 : La zone nodale	147
Figure V.6 : Disposition constructive des poutres	149
Figure V.7: Schéma de ferrailage des poutres de service et d'habitation	149
Figure V.8: Schéma de ferrailage des poutres terrasse	150
Figure V.9 : Section du voile (V1)	152
Figure V.10 : Fenêtre de ferrailage automatique du voile(V1)	152
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile(V1) de 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage.	156

Figure VI.1 : La semelle la plus sollicitée	158
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	158
Figure VI.3: Schéma d'une dalle sur quatre appuis	163
Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier	165
Figure VI.5: Schéma statique du débord	165
Figure.VI.6: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures	167
Figure VI.7: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant x-x	168
Figure VI.8: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant y-y	169
Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer	170
Figure VI.10: Ferrailage des nervures	171
Figure VI.11 : Voile périphérique	172
Figure VI.12 : Répartition des contraintes sur le voile	173
Figure VI.13: Schéma de ferrailage du voile Périphérique	176

Liste des tableaux

Tab I.1 : Les nuances de l'acier de construction	08
Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	10
Tab II.1: Evaluation des charges du plancher à corps creux à étage courant	12
Tab II.2: Evaluation des charges du plancher à terrasse inaccessible	12
Tab II.3 : Evaluation des charges sur une dalle pleine	16
Tab II.4 : Dimensions de l'escalier	18
Tab II.5: Evaluation des charges du palier	18
Tab II.6: Evaluation des charges de la volée	19
Tab II.7 : Charge permanente revenant aux murs extérieurs	19
Tab II.8 : Charges revenant à la toiture	20
Tab II.9 : Epaisseur du voile en fonction de la hauteur libre de l'étage	23
Tab II.10: Descente de charge au droit du Poteau (p1)	28
Tab II.11 : Descente de charge au droit du Poteau (p2)	31
Tab III.1 : Les différents Types de poutrelles	34
Tab. III.2 : Charges et surcharges sur les poutrelles	38
Tab. III.3 : Sollicitations sur la poutrelle type 2	41
Tab. III.4 : Sollicitations sur la poutrelle type 3	43
Tab. III.5 : Sollicitations sur la poutrelle type 1	43
Tab. III.6 : Sollicitations sur la poutrelle type 1	43

Tab. III.7 : Sollicitations sur la poutrelle type 1	44
Tab. III.8 : Sollicitations sur la poutrelle type 2	44
Tab. III.9 : Sollicitations sur la poutrelle type 2	44
Tab. III.10 : Sollicitations sur la poutrelle type 3	44
Tab. III.11 : Sollicitations sur la poutrelle type 3	45
Tab. III.12 : Sollicitations sur la poutrelle type 4	45
Tab. III.13 : Sollicitations sur la poutrelle type 4	45
Tab. III.14 : Sollicitations sur la poutrelle type 4	45
Tab. III.15 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	46
Tab. III.16 : Ferrailage du balcon sur trois appuis	76
Tab. III.17 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	78
Tab III.18 : Contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis	83
Tab III.19 : Calcul du ferrailage de la dalle console	85
Tab III. 20 : Différentes combinaisons à utiliser	88
Tab. III.21 : Résultat de ferrailage de l'escalier	96
Tab III.22 : Vérification des contraintes de compression dans le béton	97
Tab. III-23 : Calcul des sections d'armature	102
Tab III.24 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	108
Tab III.25 : Résultats de calcul des contraintes	110
Tab III. 26 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	112
Tab III.27 : Résultats de calcul des contraintes	114
Tab III.28 : Vérification des contraintes	114

Tab III.29 : Ferrailage de la poutre de chaînage	116
Tab III.30 : Vérification des contraintes	117
Tab IV.1 : Valeurs des pénalités Pq	120
Tab IV.2 : Résumé des résultats	123
Tab IV.3 : Résumé des résultats de la première disposition	124
Tab IV.4 : Résumé des résultats de la deuxième disposition	126
Tab IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	127
Tab IV.6 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	127
Tab IV.7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	128
Tab IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit	128
Tab IV.9 : Vérification du déplacement	129
Tab IV.10 : Vérification des effets $P-\Delta$	130
Tab V.1 : section minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA	133
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux	135
Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux	135
Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux	136
Tab V.5 : Justification de l'effort normal ultime	137
Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	138
Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	139
Tab V.8 : sections minimales et maximales dans les poutres exigées par le RPA	143
Tab V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres	143
Tab V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales	144
Tab V.11 : Vérification des contraintes tangentielles	145

Tab V.12 : Vérification au cisaillement	146
Tab V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton	146
Tab V.14 : Moments résistant dans les poteaux	148
Tab V.15 : Vérification des zones nodales	148
Tab V.16 : Résultats du ferrailage du voile V ₁	153
Tab V.17 : Résultats du ferrailage du voile V ₂	153
Tab V.18 : Résultats du ferrailage du voile V ₃	154
Tab V.19 : Résultats du ferrailage du voile V ₄	154
Tab V.20 : Résultats du ferrailage du voile V ₅	155
Tab V.21 : Résultats du ferrailage du voile V ₆	155
Tab VI.1 : Tableau du ferrailage du radier	163
Tab VII.2 : Vérification des contraintes	164
Tab VI.3 : Revérification des contraintes	165
Tab VI.4 : ferrailage du débord	166
Tab VI.5 : Vérification des contraintes	166
Tab VI.6 : Revérification des contraintes	166
Tab VI.7 : Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant x-x	168
Tab VI.8 : Sollicitations maximales suivant x-x	169
Tab VI.9 : Sollicitations sur nervure la plus sollicitée y-y	169
Tab VI.10 : Sollicitations maximales suivant y-y	169
Tab VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	170
Tab VI.12 : vérification des contraintes des nervures de radier	171
Tab VI.13 : Ferrailage du voile périphérique	174
Tab VI.14 : Vérification des contraintes	175

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

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

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 (m²).

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

S_t : Espacement des armatures.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : Bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : Hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

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

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

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : Hauteur de la nervure (cm)

Introduction générale

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques, ce dernier est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité des plaques tectonique ainsi que de la nature du sol. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles en vigueur. .

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+8+Sous sol) contreventé par un système mixte. Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, seront calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous ferons une étude dynamique de notre structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel Robot 2013 et une disposition optimale des voiles sera adoptée. Le cinquième chapitre sera consacré au calcul des éléments principaux (poutre, poteau, voile). En fin ; un dernier chapitre dans lequel on choisit le type de fondation en fonction des caractéristiques du site ainsi que le poids de la structure.

I.1.Introduction :

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

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre du projet fin d'étude, on a proposé un ouvrage en RDC+8 + un Sous Sol de type poteaux-poutres et voiles en béton armé, bi-fonctionnelle qui regroupe bureaux et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA99 /version 2003).

L'ouvrage se situe à la sortie de la ville de Tichy, qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Cet ouvrage présente la particularité d'être irrégulier en plan et en élévation.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage :**I.3.1.Caractéristiques géométrique :**

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Largeur totale en plan $L_y = 23.90\text{m}$
- Décrochement suivant l'axe y-y $\begin{cases} l_{y1} = 10.75\text{m} \\ l_{y2} = 08.15\text{m} \end{cases}$
- Longueur totale en plan $L_x = 23.90\text{m}$
- Décrochement suivant l'axe x-x $\begin{cases} l_{x1} = 10.75\text{m} \\ l_{x2} = 08.15\text{m} \end{cases}$
- Décrochement suivant la diagonale $\begin{cases} l_1 = 6.65\text{m} \\ l_2 = 5.40\text{m} \end{cases}$
- La hauteur totale $H_t = 29.14\text{m}$
- La hauteur de sous sol $h_{ss} = 3.00\text{m}$
- La hauteur de RDC $h_{RDC} = 4.08\text{m}$
- La hauteur d'étage courant $h_{ec} = 3.06\text{m}$

I.3.2. L'ossature :

Selon le RPA99/version 2003 ; toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, doit avoir des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile.

I.4. Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera basée sur les règlements suivants :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.

- DTR B.C.2.2.

I.5. Indication générale sur les règles de BAEL :

I.5.1. Les états limites:

C'est un état 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 son dépassement.

➤ **États limites ultimes (ELU)**

Au-delà de cet état, 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).

➤ **Etats limites de service (ELS)**

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

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

I.5.2.Hypothèse de calcul :

➤ **À l'ELU**

- La section plane reste plane après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité, la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

➤ **À l'ELS**

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention ; le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

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

I.6. les actions et sollicitations:

I.6.1. Les actions :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

- Actions permanentes,
- Actions variables,
- Actions accidentelles.

➤ Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

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

➤ Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment et 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 phénomène qui se produit rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.

I.6.2. Les sollicitations :

Ce sont les efforts normaux, les efforts tranchants et les moments de flexion ou de torsion, qui sont calculés à partir des actions, en utilisant les procédés du RDM.

On note par :

Gmax : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

a- Combinaison d'actions à l'ELU:

Pour déterminer les sollicitations, on se réfère aux combinaisons proposées par le CBA93 :

➤ Situation durable ou transitoire

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables. La combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i$$

ψ_{oi} = Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

➤ Situations accidentelles

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

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

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

$$\psi_i = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b-Combinaison d'actions à l'ELS :

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

$\psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

c-Combinaisons de calcul :

Selon le RPA99/2003, les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \end{cases}$$

I.7. Les caractéristiques des matériaux :

I.7.1 .Béton : c'est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

➤ **Qualité recherchée pour un bon béton**

- Résistance mécanique élevée,
- Imperméabilité de l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier,
- Bonne mise en oeuvre (facile à couler),
- Bonne tenue dans le temps.

Et ces résultats peuvent être obtenus en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité des éléments constituant,
- Le dosage (quantité),
- L'homogénéité.

➤ **Le dosage**

Pour un béton courant, on introduit les quantités suivantes :

- 350kg —————> ciment.
- 400kg —————> sable.
- 800kg —————> graviers.
- 175kg —————> l'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200kg/m³ et 2400 kg/m³.

I.7.1.1. Caractéristiques du béton :

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

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit, de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Cette compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28\text{jours}$$

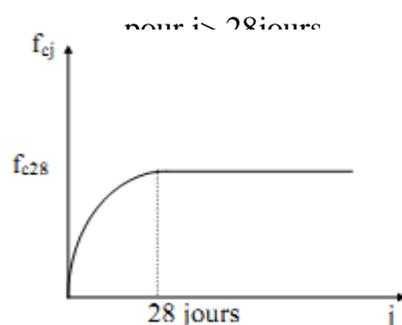


Figure I.1 : Diagramme $f_{cj} = (j)$

b-Résistance à la traction f_{ij} :

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

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

c-Les Contrainte :**c-1.Contrainte limite à l'ELU :****➤ Contrainte ultime de compression**

Selon les règles de BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

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

$\theta = 1$: Lorsque la durée >24h.

$\theta = 0.9$: Lorsque la durée est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée <1h.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés.

➤ Contrainte ultime de cisaillement du béton

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

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

Pour le cas ou $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on aura :

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

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

c-2.Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à équilibrer les sollicitations d'action réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante proposée par le CBA93 :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

d-Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

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

- Pour $f_{cj} = 25 \text{MPa}$:

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

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

e- Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

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

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases}$$

f-Diagramme contraintes limites déformations (σ - ζ) :

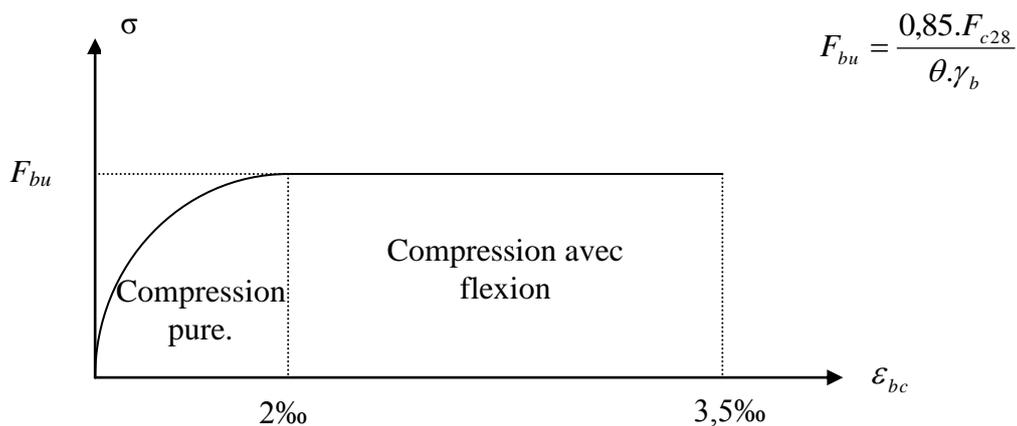


Figure I. 2 : Diagramme des contraintes-Déformation du béton

$\zeta_{bc} = 2\%$ raccourcissement unitaire du béton à la compression.

$\zeta_{bc} = 3,5\%$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

$\gamma_b=1,5$ dans le cas d'une situation courante.

I.7.2.L'acier :

C'est l'alliage du fer et de carbone, Ils sont destinés à reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

Dans le domaine de la construction, les nuances les plus utilisés sont :

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treilles soudé	
Désignation	F _e E215	F _e E400	d ≥ 6mm	TSL500
		F _e E500	Ø < 6mm	TSL250

Tab I.1 : Les nuances de l'acier de construction

-La limite d'élasticité « F_e » : C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) au-delà de laquelle le métal conserve une déformation permanente c'est-à-dire la limite de conservation de sa géométrie.

-La résistance à la traction (rupture) « F_t » : C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) que le métal peut supporter en traction avant la rupture.

-Allongement à rupture « ε_{st} » : C'est l'allongement rémanent de la longueur de l'éprouvette d'essai exprimé en % de la longueur initiale, c'est-à-dire l'allongement maximal tolérable avant la rupture.

-Module d'élasticité « E » : Expriment la rigidité du métal, c'est le facteur de proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l'allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique. Pour l'acier F_eE : E=21000 N/mm².

a-Résistance caractéristique de l'acier :

➤ Contraintes limites σ_s

- à ELU

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

γ_s : est le coefficient de sécurité

- à ELS

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

Pour: Fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}))$ [MPa]

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

fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{ij})^{1/2})$ [MPa].

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

b-Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Ce diagramme est proposé par CBA93 ; Il se compose de deux parties :

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

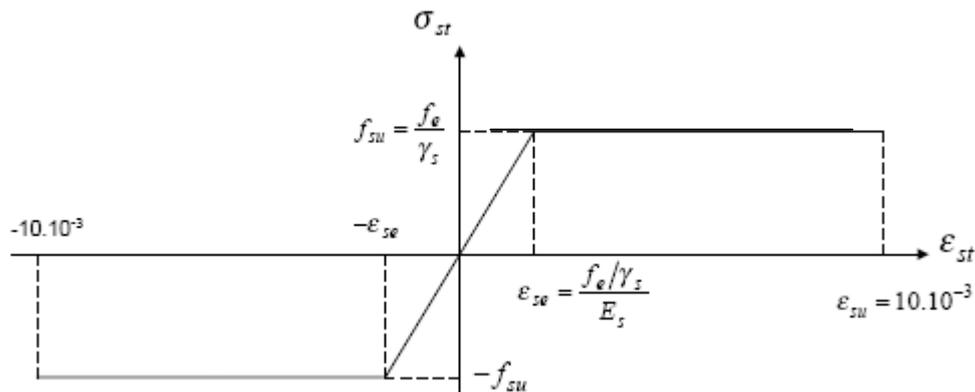


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.8.Conclusion :

Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques du béton et de l'acier :

matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs(MPA)
Béton	Resistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.45
	Contrainte à l'ELS	15
	Module de déformation longitudinale instantané E_{ij}	32164.19
	Module de déformation différé E_{vj}	10818.86
Acier	Limité d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation durable	348
	Situation accidentelle	400
	Contrainte à l'ELS : FPN	/
	FN	201.63
FTN	164	

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

II.1. Introduction :

Chaque élément d'une structure doit avoir une section minimale suffisante, pour pouvoir supporter les sollicitations qui lui a été appliqué. Ces sections sont choisies selon les recommandations du RPA 99 /version 2003, BAEL91/modifiées 99 et le CBA 93.

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté dans ce qui suit.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II.2.1. Les planchers :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure ; les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, dont le plus important est celui de la flèche.

II.2.1.1. Planchers à corps creux :**❖ L'épaisseur du plancher :**

Selon le CBA93, les planchers doivent être dimensionnés suivant la formule :

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

Tel que :

h_t : La hauteur du plancher.

L_{\max} : Longueur max entre deux poutres principales.

Pour notre cas, l'architecte a choisi des poteaux de (30*40)

$$L_{\max} = 400 - 40 = 360$$

$$h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

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

Donc on opte pour un plancher (16+4) ,16cm pour le corps creux, 4cm pour la dalle de compression.

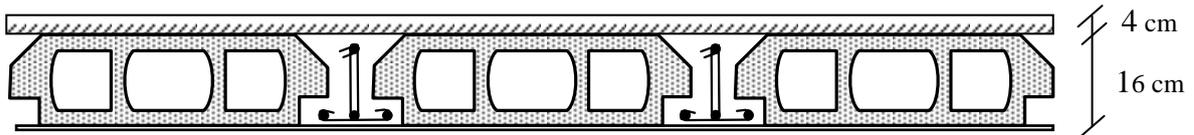


Figure II.1 : Plancher à corps creux

- Evaluation des charges

-Planchers courants

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
Cloisons de distribution	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
			Σ = 5.24
			Q=1.5

Tab II.1: Evaluation des charges du plancher à corps creux à étage courant

- Terrasse inaccessible

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en gravillon	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	2.5	0.1
Dalle en corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
			Σ = 5.32
			Q= 1

Tab II.2: Evaluation des charges du plancher à terrasse inaccessible

❖ Les poutrelles :

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

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

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : dans le cas des portées identiques, les poutrelles seront disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

La figure II.2 schématise la disposition des poutrelles de notre ouvrage selon les règlements en vigueur.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T,

Tel que :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

$b_0 = (8 \text{ à } 12)$ cm

On opte pour : $b_0 = 10$ cm

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

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

L_x : est l'entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires.

$$L_x = 65 - 2 * \frac{b_0}{2}$$

$$L_x = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = (220 - 40) = 180 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{180}{10} \right] \Rightarrow b \leq 46 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 45$ cm.

II.2.1.2. Les dalles pleines :

La dalle pleine est un élément dont les dimensions sont plus petites que les autres (plaque), le plancher à dalle pleine est calculé comme un ensemble de panneaux de dalle.

On appelle un panneau de dalle la partie de la dalle entourée par des poutres.

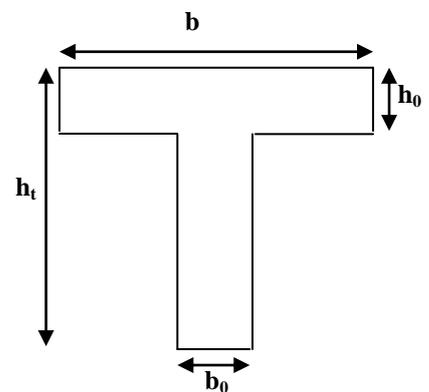


Figure II.2 : schéma de la poutrelle

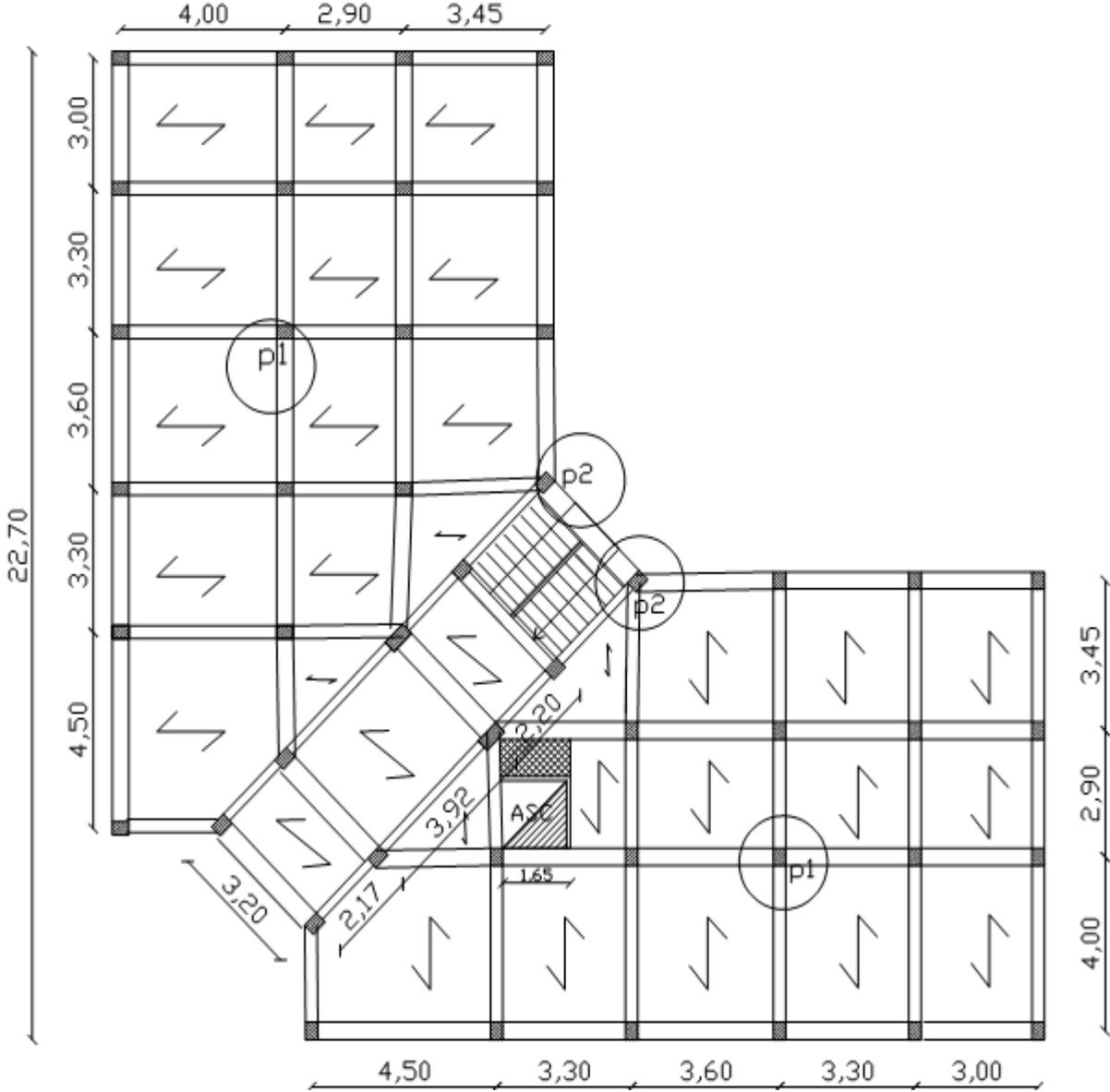


Figure II.3 : schéma de la disposition des poutrelles

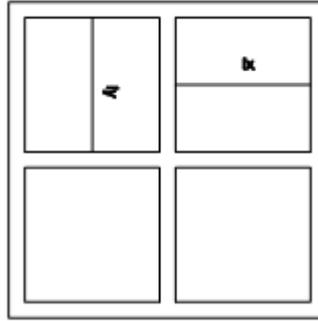


Figure II.4: Panneau de dalle pleine

Avec :

L_x : la plus petite dimension de panneau de dalle

L_y : la plus grande dimension de panneau de dalle

Le pré dimensionnement se fait en respectant les critères donnés par les règlements :

- **Condition d'appuis** (critère de la résistance)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

- **Critère de coupe-feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu

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

Pour notre structure, les différents types sont les suivants :

a-Dalle sur un seul appui

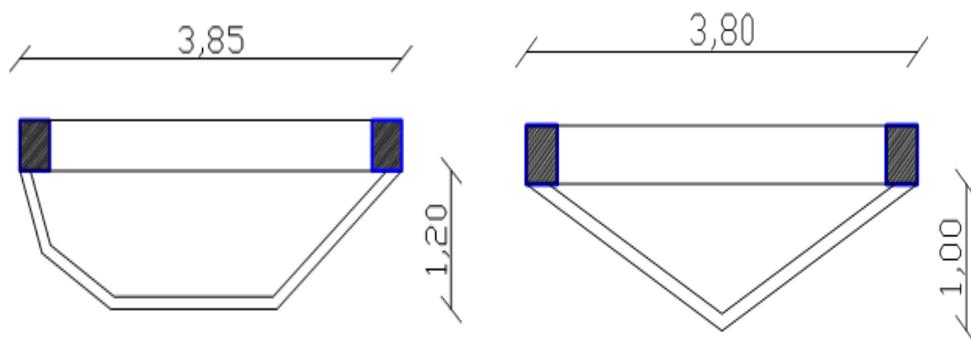


Figure II.5 : Dalle sur un seul appui

Pour le dimensionnement, on prend la dalle la plus défavorable

$$L_x=1.20m$$

$$e \leq \frac{120}{20} = 6.00cm$$

La condition de la coupe-feu est la plus défavorable

Donc on prend $e = 12cm$.

b-Dalle sur deux appuis

$$L_x=1.10m$$

$$\frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30}$$

$$3.14 \leq e \leq 3.66$$

On prend $e=12cm$ (2 heures de coup feu)

c-Dalle sur trois appuis

$$L_x=1.60m$$

$$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3.20 \leq e \leq 4.00$$

On prend $e=12cm$ (2 heures de coup feu).

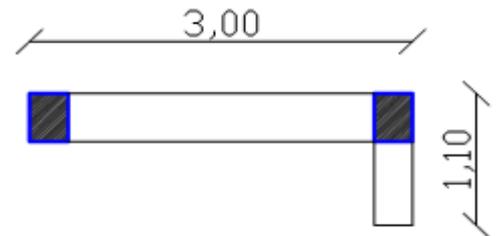


Figure II.6 : Dalle sur deux appuis

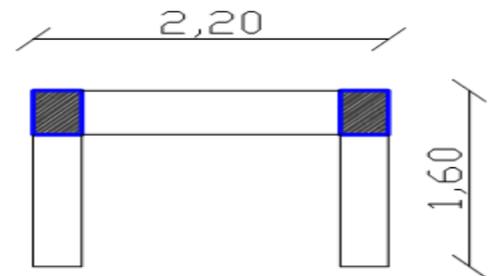


Figure II.7 : Dalle sur trois appuis

- Evaluation de charges**

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton armé	0.12	25	3.00
Enduit au mortier de ciment	0.015	18	0.27
			Σ = 4.61
			Q=3.5

Tab II.3 : Evaluation des charges sur une dalle pleine

II.2.2. Les escaliers :

Les escaliers désignent une suite régulière de plans horizontaux permettant le passage d'un niveau à l'autre d'une construction.

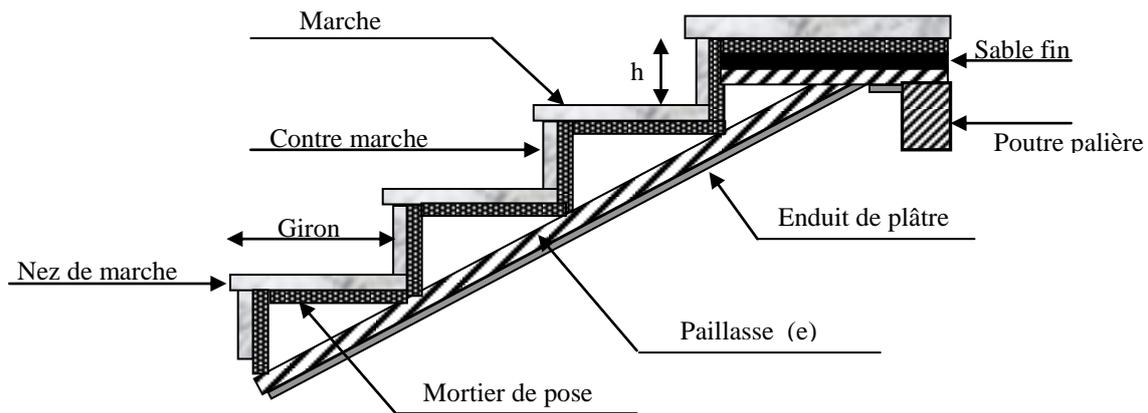


Figure II.8: Détail d'un escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui donne :

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{cm}$$

- **Giron (g)** : longueur de la marche
- **Contre marche (h)** : hauteur de la marche

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

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64 \text{cm}$$

$$(L/n - 1) + 2 \times (H/n) = 64$$

$$n \text{ est la solution de l'équation : } 64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2 H=0.$$

Pour ce qui concerne notre projet, on a deux types d'escaliers qui sont :

➤ **Escalier d'étages courants**

C'est un étage à deux volées identiques de dimensions :

$$H=1.53 \text{ m; } L_0=2.40\text{m; } L_p=1.40\text{m}$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H=0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$$

$$g = L_0/n-1 = 240/(9-1) = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

-Epaisseur de la paillasse

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{Avec } L=L_v+L_p$$

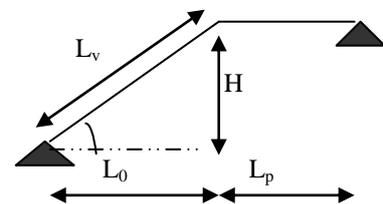


Figure II.9: Schéma statique de l'escalier

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (153^2 + 240^2)^{1/2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = 284.62 + 140 = 424.62 \text{ cm}$$

$$14.15 \leq e \leq 21.23$$

Pour 2 Heure de Coupe feu $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

-Calcul de α

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

Les dimensions de l'escalier peuvent être récapitulées dans le Tableau suivant:

L₀(cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	α(°)	L(cm)	e(cm)
240	153	9	17	30	32.51	507.2	18

Tab II.4 : Dimensions de l'escalier

➤ **Escalier de rez-de-chaussée à trois volées**

Pour ce type d'escalier, deux volées sont identiques à celles décrits au premier type plus une troisième volée de dimensions suivantes :

$$H = 1.02 \text{ m}; L_0 = 1.5 \text{ m}; L_p = 1.45 \text{ m}$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$$

$$64 n^2 - 418 n + 204 = 0 \Rightarrow n = 6.$$

$$g = L_0/n - 1 = 150/(6-1) = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 102/6 = 17 \text{ cm}$$

- **Évaluation de charges**

-Charges du palier

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m³) " γ "	Poids "G" (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
paillasse	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
			$\Sigma = 5.24$

Tab II.5 : Evaluation des charges du palier

-Charge de La volée

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Garde-corps	/	/	0.6
Contre marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.15/cos α	25	4.45
Enduit de plâtre	0.015/cos α	10	0.18
			Σ = 7.9
			Q=2.5

Tab II.6: Evaluation des charges de la volée

II.2.3. Les murs extérieurs :

Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air, ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

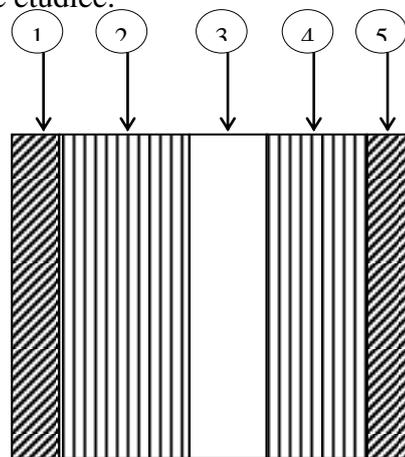


Figure II.10: Mur extérieur

-Evaluation de charge

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.015	18	0.27
2	Brique creuse	0.15	/	1.30
3	Brique creuse	0.10	/	0.90
4	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
				Σ = 2.62

Tab II.7 : Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

II.2.4. Acrotère :

C'est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, qui est réalisé en béton armé. Il assure la protection contre les infiltrations des eaux pluviales et sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = (0.58 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1/2)$$

$$S = 0.0665 \text{ m}^2$$

❖ **Charge Permanente(G)**

➤ **Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acr} = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_{acr} = 25 \times 0.0665 \times 1 = 1.66 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment

$$G_{ec} = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = 1.66 + 0.4 = 2.06 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m**

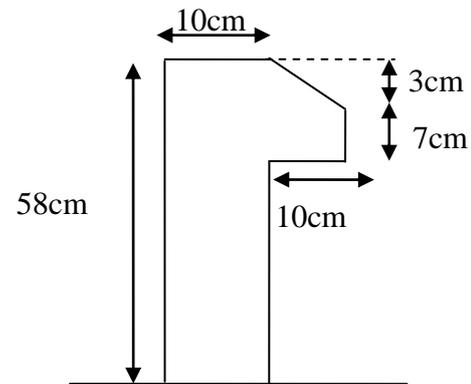


Figure II.11 : l'acrotère

II.2.5. Toiture :

Les toitures non accessibles aux usagers sont considérées comme des dalles inaccessibles en ajoutant la charge de la tuile utilisée. L'entretien des ces toitures est assuré par des professionnels.

Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en gravillon	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	0.25	0.1
Dalle en corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
tuile	/	/	0.45
			Σ = 5.77
			Q= 1

Tab II. 8 : Charges revenant à la toiture

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments qui assurent le contreventement de la structure. Les différents éléments sont les suivants :

II.3.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Deux types de poutres peuvent être distingués; poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1.1. Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont des éléments sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Selon le BAEL 91/modifié 99, leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition suivante

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

Avec :

h_{pp} : hauteur de la poutre.

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

Dans notre cas : $L_{\max}=4.20\text{m}$

$$\text{D'où : } \frac{420}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{420}{10}$$

$$\text{Donc : } 28 \leq h_{pp} \leq 42$$

$$\text{On opte pour : } \begin{cases} h_{pp} = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{Où } b : \text{ largeur de la poutre}$$

❖ Vérification des règles du RPA

Outre de BAEL, le RPA 99/ version 2003 exige les conditions suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} & \text{on a } b=30\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{on a } h=40\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{on a } \frac{h}{b} = 1.33 \end{cases}$$

Les conditions du RPA99/version 2003 sont vérifiées, donc on adopte une section (40 * 30) pour les poutres principales.

II.3.1.2. Les poutres secondaires [P.S] :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de la flèche du BAEL 91/modifié 99.

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

Avec :

L_{\max} : est la longueur maximale entre les entre nus d'appuis où :

$$L_{\max} = 3.60\text{m.}$$

$$\frac{360}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h_{PS} \leq 36\text{cm}$$

$$\text{On opte pour : } \begin{cases} h_{ps}=35\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{cases}$$

❖ Vérification des règles du RPA

Outre de BAEL, le RPA 99/ version 2003 exige les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20\text{cm} & \text{on a } b=30\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{on a } h=35\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \text{on a } \frac{h}{b} = 1.16\text{cm} \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section (35 * 30) pour les poutres secondaires.

II.3.2. Les voile :

Les voiles sont des éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités).

On prend :

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

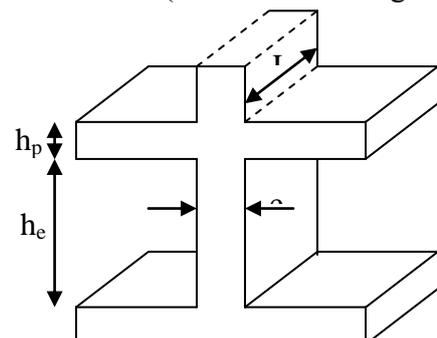


Figure II.12 : Dimensions du voile

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

Selon le RPA99/version 2003 et suivant la géométrie des voiles, Les conditions qui doivent être satisfaites sont les suivantes :

Pour un voile simple : $e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm}) \dots 1$

Pour un voile en U : $e \geq \text{Max} (h_e / 25 , 15 \text{ cm}) \dots 2$

Pour un voile en L : $e \geq \text{Max} (h_e / 22 , 15 \text{ cm}) \dots 3$

Le premier cas est le plus défavorable

Donc : $e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm})$

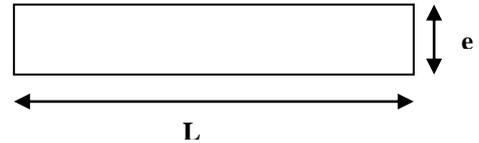


Figure II.13: Vue en plan d'un voile.

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
Le sous-sol	$3.00 - 0.20 = 2.8$	$e \geq 14$
Le RDC	$4.08 - 0.20 = 3.88$	$e \geq 19.4$
Les autres étages	$3.06 - 0.20 = 2.86$	$e \geq 14.3$

Tab II.9 : Epaisseur du voile en fonction de la hauteur libre de l'étage

On prend :

$e=20\text{cm}$ pour éviter le changement brusque de la rigidité d'un étage à l'autre.

$$L \geq 4 \times e \Rightarrow L \geq 80\text{cm}.$$

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires ou circulaires, destiné à transmettre les charges aux fondations. Leurs pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91/99. Ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

Pour la zone IIa ou notre projet se situe, les recommandations du RPA99/version 2003, qui doivent être satisfaites sont :

Pour un poteau rectangulaire ;

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}.$
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20.$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4.$

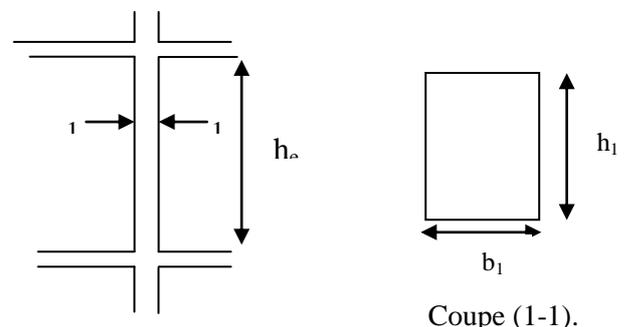


Figure II.14 : Hauteur libre d'étage.

A priori, le béton reprend lui seul l'effort normal, donc la section du poteau sera donnée par

la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_s}$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

En respectant les exigences du RPA99/2003, les sections des poteaux prises sont :

-Le sous-sol, R.D.C étage:	poteaux (50×50) cm ²
-1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage :	poteaux (45×45) cm ²
-4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage:	poteaux (40×40) cm ²
-7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage:	poteaux (35×35) cm ²

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient être les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier.

Pour ce qui concerne notre cas, les poteaux qui semblent être les plus sollicités sont le (P1), et le (P2).

❖ Pour le poteau (P1) :

La surface afférente de ce poteau est :

$$S=S1+S2+S3+S4$$

$$S_G= (1.65*1.275) + (1.65*1.825) + (1.275*1.50) + (1.50*1.825) = 9.765m^2$$

$$S_Q= (1.825+0.35+1.275)*(1.50+0.30+1.65) = 11.9025m^2 \text{ (pour la terrasse inaccessible)}$$

$$S_Q= (1.825+0.35+1.275)*(1.50+0.30+1.65)-(0.35*0.30) = 11.7975m^2 \text{ (pour les autres étages)}$$

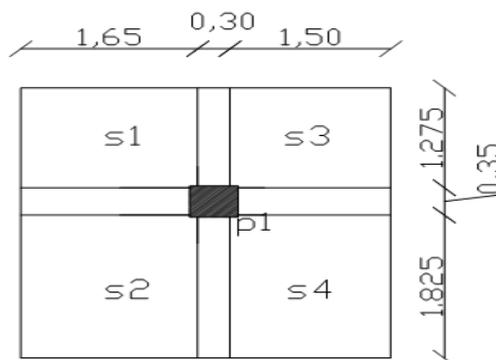


Figure II.15 : Poteau le plus sollicité (P1)

➤ 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 s'applique du haut (charpente ou toiture terrasse) vers le bas et cela jusqu'aux fondations.

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

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

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

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

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage :	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage n quelconque :	$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitations sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :	Q_0
Sous dernier étage :	Q
Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :	$0.9 Q$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$0.8 Q$

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

• **Calcul des charges revenantes au poteau (p1)**

-Plancher terrasse inaccessible

$$S_G = 9.765 \text{ m}^2; \quad S_Q = 11.902 \text{ m}^2; \quad G_{ti} = 5.32 \text{ KN/m}^2; \quad Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 5.32 * 9.765 = 51.07 \text{ KN}$$

$Q_{ti}=1*11.902=11.902 \text{ KN}$

-Plancher étage courant

$S_G=9.765 \text{ m}^2; S_Q=11.797\text{m}^2; G_{pc}=5.24\text{KN}/ \text{ m}^2; Q_{pc}=1.5 \text{ KN}/ \text{ m}^2$

$G_{pc}=5.24*9.765=51.16 \text{ KN}$

$Q_{pc}=1.5*11.797=17.695 \text{ KN}$

-Poids des poutres

$P_{pp}=0.3*0.40*3.1*25=9.3 \text{ KN}$

$P_{ps}=0.3*0.35*3.1*25=8.13 \text{ KN}$

-Poids des poteaux

Sous-sol, R.D.C: (50×50) cm²

$P_1=0.5*0.5*3.00*25=18.75 \text{ KN}$

$P_2=0.5*0.5*4.80*25=25.50 \text{ KN}$

1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage : (45×45) cm²

$P=0.45*0.45*3.06*25=15.49 \text{ KN}$

4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage : (40×40) cm²

$P=0.4*0.4*3.06*25=12.24 \text{ KN}$

7^{em}, 8^{eme} étage : (35×35) cm²

$P=0.35*0.35*3.06*25=9.37 \text{ KN}$

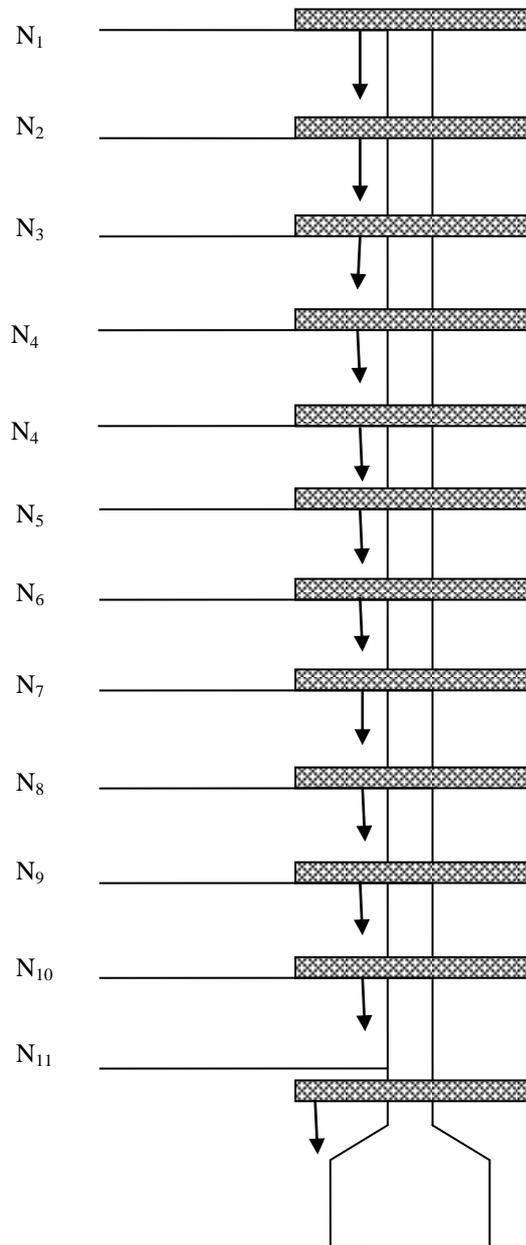


Figure II.16 : Schéma de la descente de charges

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (P1), sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveau	éléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre principale Poutre secondaire	51.07 9.3 8.13	1*11.902=11.902
N2	G venant de N1 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres	68.5 9.37 51.16 17.43	29.597
N3	G venant de N2 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres	145.29 9.37 51.16 17.43	45.523
N4	G venant de N3 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	222.08 12.24 51.16 17.43	59.680
N5	G venant de N4 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	301.17 12.24 51.16 17.43	73.836
N6	G venant de N5 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	381.7 12.24 51.16 17.43	82.684
N7	G venant de N6 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres	461.17 15.49 51.16 17.43	91.532
N8	G venant de N7 Poteau (45*45) Plancher courant	543.97 15.49 51.16	108.767

	Poutres	17.43	
N9	G venant de N8	626.88	125.365
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	51.16	
	Poutres	17.43	
N10	G venant de N9	709.79	141.173
	Poteau (50*50)	25.50	
	Plancher courant	51.16	
	Poutres	17.43	
N11	G venant de N11	802.71	//
	Poteau (50*50)	18.75	
TOTAL		821.46	141.173

Tab II.10: Descente de charge au droit du Poteau (p1)

❖ Pour le poteau (P2) :

Pour le calcul des charges permanentes on prend :

La surface de l'étage courant : 2.97m²

La surface de la dalle pleine : 0.8m²

La surface de la volée : 0.74m²

La surface du palier : 1.885m²

Les murs : 0.39m²

L'acrotère : 2.05ml

Pour le calcul des charges d'exploitations on prend :

La surface de l'étage courant :

$$2.97 + 0.3 * 1.50 + 0.35 * 1.2 + 0.35 * 1 * 0.65 = 4.42m^2$$

La surface de la dalle pleine : $0.8 + 0.35 * 1.3 = 1.255m^2$

La surface de l'escalier : $0.74 + 1.885 + 0.30 * 1.45 = 3.06m^2$

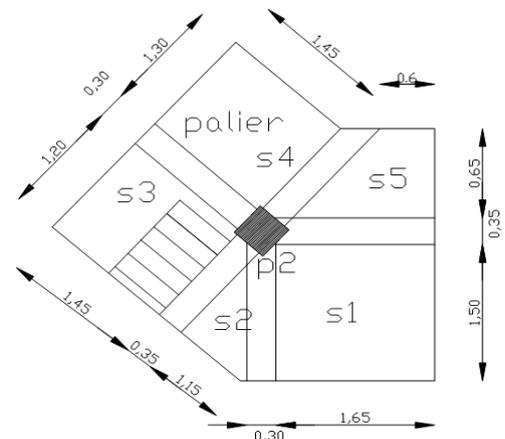


Figure II.17 : poteau le plus sollicité (P2)

Niveau	éléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	35.08	1*8.705=8.705
	Dalle pleine	3.69	
	acrotère	4.223	
	Poutre principale	9.3	
	Poutre secondaire	8.13	
N2	G venant de N1	59.253	27.377
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
	Poteau (35*35)	9.37	
	Poutres	17.43	
N3	G venant de N1	132.99	44.183
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
	Poteau (35*35)	9.37	
	Poutres	17.43	
N4	G venant de N3	206.73	59.123
	Poteau (40*40)	12.26	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	

N5	G venant de N4	283.36	74.059
	Poteau (40*40)	12.26	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
N6	G venant de N5	359.99	83.395
	Poteau (40*40)	12.24	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
N7	G venant de N6	436.6	92.731
	Poteau (45*45)	15.49	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Dalle pleine	3.69	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
N8	G venant de N7	516.46	124.258
	Poteau (45*45)	15.49	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	

N9	G venant de N8	592.63	135.772
	Poteau (45*45)	15.49	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
N10	G venant de N9	668.80	147.494
	Poteau (50*50)	25.50	
	Poutres	17.43	
	Plancher courant	15.56	
	Palier	11.29	
	Volée	15.47	
	Murs	2.10	
N11	G venant de N11	754.98	//
	Poteau (50*50)	18.75	
TOTAL		773.73	147.494

Tab II.11 : Descente de charge au droit du Poteau (p2)

Selon le BAEL91/99, l'effort normal de compression ultime N_u doit être majoré de 10%, et ce pour un bâtiment comportant au moins trois travées.

Après avoir effectué la descente de charge, il s'est avéré que le poteau (P1) est le plus sollicité.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 821.46 + 1.5 * 141.173 = 1320.73 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 1452.80 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

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

a- Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq F_{bU}$$

Tel que :

N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $A = b \cdot h$.

F_{bU} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$F_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1451.06 * 10^{-3} / (0.5)^2 = 5.804 \text{MPa} ; \text{condition vérifiée.}$$

b- Critère de stabilité de forme :

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

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

Avec :

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

$\gamma_b = 1.5$: 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'élanement λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b * h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0$$

$$l_f = 0.7 * 3.88 = 2.716 \text{m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.716 * \frac{\sqrt{12}}{0.5} \Rightarrow \lambda = 18.817$$

$$\lambda=18.817 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.803$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

A.N:

$$\frac{1476.46 \cdot 10^{-3}}{0.803 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.082 m^2$$

$$B_r = (a-0.02)(b-0.02) = (0.5-0.02)(0.5-0.02) \Rightarrow B_r = 0.2304 m^2 > 0.082 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

c-Vérification des conditions du RPA 99

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

$$-\min(h, b) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$-\min(h, b) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$-1/4 \leq b/h \leq 4. \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Outre, les trois critères vérifiés précédemment, le RPA99/2003 nous préconise de vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$$N_d = 1319.15 \text{ KN} ; B_c = 0.25 m^2$$

$$\nu = \frac{1319.15 * 10^{-3}}{0.25 * 25} = 0.21 \leq 0.3 \dots\dots \text{vérifier}$$

II.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement est l'étape qui nous permet d'estimer les dimensions des éléments structuraux et non structuraux, en se basant sur les exigences des différents règlements en vigueur.

III.1. Introduction :

Pour assurer le bon fonctionnement d'une structure, deux éléments doivent être pris en compte ; Les éléments principaux et élément secondaires.

Ce chapitre sera consacré uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, poutrelles, escalier et acrotère), tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 version 2003...).

III.2. Etudes des planchers :

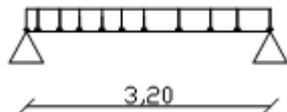
Notre projet comporte deux types de planchers :

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

III.2.1 Plancher à corps creux :**III.2.1.1 Les poutrelles :**

Le sens de la disposition adopté donne naissance aux différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Type 4	
---------------	--

Tab III.1 : Les différents Types de poutrelles

❖ Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q, comme des sections en T, continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode du RDM

1. La méthode forfaitaire :

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

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

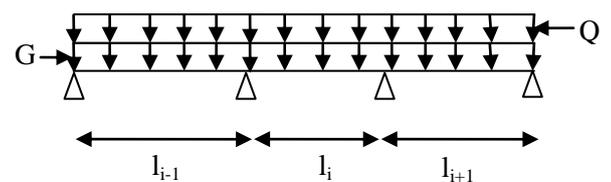


Figure. III.1: Schéma d'une Poutre

➤ Exposé de la méthode

Supposons une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.2).

On notera : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

-Evaluation des moments

a. Moment aux appuis de rive :

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls. Cependant le BAEL91 préconise de mettre une section d'aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $:(-0.15M_0)$.

Tel que :

$$M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0), \text{ avec } n = \text{nombre de travées d'une poutre.}$$

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

b. Moment aux appuis intermédiaires :

Le moment de chaque appui intermédiaire doit être égale au moins à :

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

Avec :

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

c. Moment en travée :

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

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

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

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

-Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués en appliquant une des deux méthodes suivantes :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive, où 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 : $V_u = V_{u0} (\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

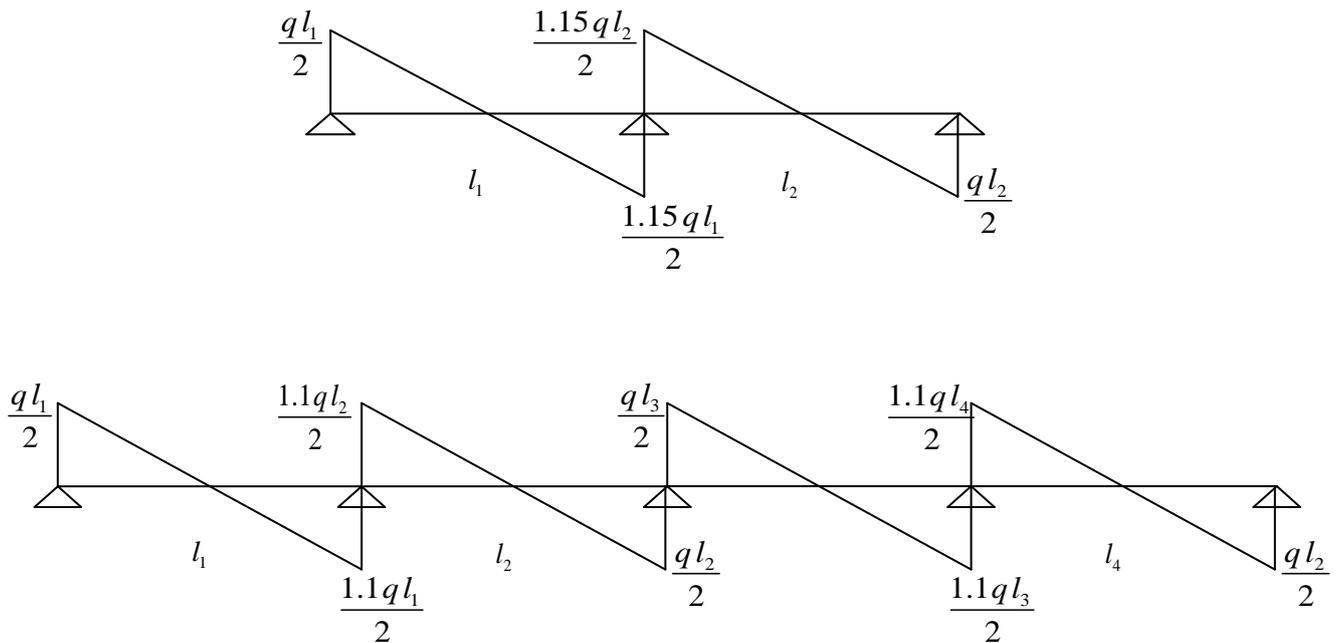


Figure. III.2: Evaluation des efforts tranchants

2-Méthode de CAQUOT :

Lorsque l’une des conditions précédentes n’est pas vérifiée, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min (2 G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot, qui base sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée et ce pour tenir compte de :

- La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L’amortissement des efforts de chargement des travées successives.

-Evaluation des moments

a-Moment aux appuis :

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

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

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

b- Moment en travée :

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

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

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

- L'effort tranchant

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

❖ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.24	1.5	6.06	4.38
Terrasse inaccessible	5.32	1	5.64	4.12
Planchers étage service	5.24	2.5	7.03	5.03

Tab. III.2 : Charges et surcharges sur les poutrelles

❖ Calcul des sollicitations**➤ Calcul de la poutrelle type 2**

Pour la poutrelle de type 2, la condition du rapport entre deux travées successives

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \left(\frac{4.00}{2.90} = 1.38 \right) \leq 1.25 \text{ n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée,}$$

dans laquelle on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis. Pour le calcul des moments en travées, on reprend la valeur de G.

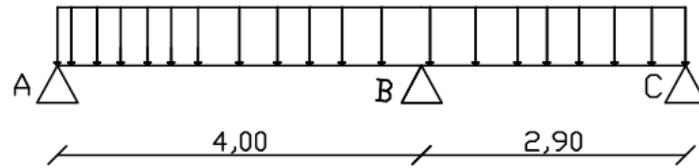


Figure. III.3: Schéma statique d'une poutrelle type 2

a-Moment aux appuis :

$$G' = 2/3 G$$

Donc on aura :

$$q_u = 1.35 (2/3 G) + 1.5Q$$

$$q_u = 4.52 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3.24 \text{ KN/m}$$

Calcul des longueurs fictives

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.0m$$

$$L'_{BC} = L_{BC} = 2.9m$$

Calcul des moments aux appuis :

A l'ELU

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_A = M_C = 0$$

Mais en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max (M_0^1, M_0^2)$$

$$M_0^1 = 9.04 \text{ KN.m} \text{ et } M_0^2 = 4.75 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_0 = 9.04 \text{ KN.m}$

$$M_A = M_C = -0.15 \times 9.04 = -1.35 \text{ KN.M}$$

$$M_B = -\frac{4.52 \times (4^3 + 2.9^3)}{8.5 \times (4 + 2.9)} \Rightarrow M_B = -6.81 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max(M_0^1, M_0^2)$$

$$M_0^1 = 6.48 \text{ KN.m} \text{ et } M_0^2 = 3.40 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{3.24 \times (4^3 + 2.9^3)}{8.5 \times (4 + 2.9)} \Rightarrow M_B = -4.88 \text{ KN.m}$$

b-Moment en travées :

Moments en travées sont calculés en appliquant la formule suivante :

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

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

Travée AB**A ELU**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4 \times 6.06} = 1.72 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.06 \times 1.72 \times (4 - 1.72)}{2} - 6.81 \times \frac{1.72}{4}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 8.95 \text{ KN.m}$$

A ELS

$$x = \frac{4}{2} + \frac{(-4.88)}{4 \times 4.38} = 1.72 \text{ m}$$

$$M = \frac{4.38 \times 1.72 \times (4 - 1.72)}{2} + (-4.88) \times \frac{1.72}{4}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 6.49 \text{ KN.M}$$

Travée BC**A ELU**

$$x = \frac{2.9}{2} + \frac{6.81}{6.06 \times 2.9} = 1.83 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.06 \times 1.83 \times (2.9 - 1.83)}{2} - 6.81 \times \left(1 - \frac{1.83}{2.9}\right)$$

$$M_{BC}^{\text{Max}} = 3.42 \text{ KN.m}$$

A ELS

$$x = 1.83 \text{ m}$$

$$M_{BC} = 2.48 \text{ KNm}$$

c-Les efforts tranchants :**Travée AB**

$$V_A = \frac{6.06 \times 4}{2} = 12.12 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -13.94 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.06 \times 2.9}{2} = 10.11 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.79 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

A l'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.35	-6.81	8.95	12.12	-13.94
B-C	2.9	-6.81	-1.35	3.42	10.11	-8.79

A l'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-0.97	-4.88	6.49
B-C	2.9	-4.88	-0.97	2.48

Tab. III.3 : Sollicitations sur la poutrelle type 2

➤ **Calcul de la poutrelle type 3**

Pour ce type de poutrelle d'une seule travée nous allons opter pour la méthode de RDM

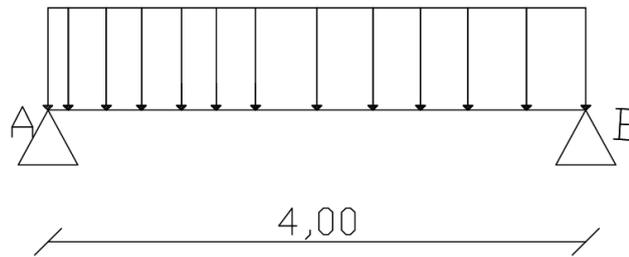


Figure. III.4: Schéma statique d'une poutre type 3

a-Les moments aux appuis :

C'est une poutre simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

A l'ELU

$M_B = M_A = 0$ en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -1.82 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_A = M_B = -1.31 \text{ KN.m}$$

b-Les moments en travée :

A l'ELU

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = 12.12 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_t = 8.76 \text{ KN.m}$$

c-Les efforts tranchants :

$$V_A = \frac{6.06 \times 4}{2} = 12.12 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_A = -12.12 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.82	-1.82	12.12	12.12	-12.12

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-1.31	-1.31	8.76

Tab. III.4 : Sollicitations sur la poutrelle type 3

Les sollicitations revenant à chaque poutrelle se trouvent dans les tableaux qui suivent :

➤ Poutrelle de type 1 à étage courant

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.35	-6.44	9.11	12.12	-13.33
B-C	2.9	-6.44	-4.93	0.59	9.66	-9.66
C-D	3.45	-4.93	-1.35	6.71	11.49	-10.45

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-0.97	-4.61	6.59
B-C	2.9	-4.61	-3.53	0.47
C-D	3.45	-3.53	-0.97	4.87

Tab. III.5 : Sollicitations sur la poutrelle type 1

➤ Poutrelle de type 1 à étage terrasse

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.22	-5.78	8.57	11.28	-12.40
B-C	2.9	-5.78	-4.05	0.91	9.00	-9.00
C-D	3.45	-4.05	-1.22	6.48	10.70	-9.72

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-0.88	-4.20	6.27
B-C	2.9	-4.20	-2.95	0.68
C-D	3.45	-2.95	-0.88	4.74

Tab. III.5 : Sollicitations sur la poutrelle type 1

➤ Poutrelle de type 1 à service

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.65	-7.83	10.42	14.06	-15.46
B-C	2.9	-7.83	-6.01	0.49	11.21	-11.21
C-D	3.45	-6.01	-1.65	7.67	13.34	-12.12

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-1.16	-5.54	7.48
B-C	2.9	-5.54	-4.25	0.41
C-D	3.45	-4.25	-1.16	5.51

Tab. III.6 : Sollicitations sur la poutrelle type 1

➤ Poutrelle de type 2 à étage terrasse

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.22	-6.14	8.57	11.28	-12.98
B-C	2.9	-6.14	-1.22	3.25	9.40	-8.11

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-0.88	-4.20	6.14
B-C	2.9	-4.45	-0.88	2.37

Tab. III.7: Sollicitations sur la poutrelle type 2

➤ Poutrelle de type 2 à étage de service

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.65	-8.28	10.22	14.06	-16.17
B-C	2.9	-8.28	-1.65	3.82	10.19	-11.72

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-1.16	-5.86	7.30
B-C	2.9	-5.86	-1.16	2.74

Tab. III.8 : Sollicitations sur la poutrelle type 2

➤ Poutrelle de type 3 à étage terrasse

A P'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-1.69	-1.69	11.29	11.29	-11.29

A P'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-1.23	-1.23	8.22

Tab. III.9 : Sollicitations sur la poutrelle type 3

➤ Poutrelle de type 3 à étage de service

A l'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.0	-2.11	-2.11	14.07	14.07	-14.07

A l'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	4	-1.51	-1.51	10.06

Tab. III.10 : Sollicitations sur la poutrelle type 3

➤ Poutrelle de type 4 à étage courant

A l'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.20	-1.16	-1.16	7.76	9.96	-9.96

A l'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	3.20	-0.84	-0.84	5.61

Tab. III.11 : Sollicitations sur la poutrelle type 4

➤ Poutrelle de type 4 à étage terrasse

A l'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.20	-1.08	-1.08	7.72	9.03	-9.03

A l'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	3.20	-0.79	-0.79	5.26

Tab. III.12 : Sollicitations sur la poutrelle type 4

➤ Poutrelle de type 4 à étage de service

A l'ELU

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.20	-1.35	-1.35	9.01	11.26	-11.26

A l'ELS

Travée	L(m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)
A-B	3.20	-0.97	-0.97	6.44

Tab. III.13 : Sollicitations sur la poutrelle type 4

Après avoir calculé les sollicitations des divers poutrelles, nous avons résumé les plus défavorables avec lesquelles nous allons ferrailer. Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	ELU				ELS		
	max M_{appui} de rive (KN.m)	max M_{appui} intermed (KN.m)	max M_{trav} (KN.m)	V^{max} (KN)	max M_{appui} de rive (KN.m)	max M_{appui} intermed (KN.m)	max M_{trav} (KN.m)
Types de planchers							
Plancher terrasse Inaccessible	-1.69	-6.14	-11.29	12.98	-1.23	-4.20	8.22
Plancher à étage courant	-1.82	-6.81	12.12	13.94	-1.31	-4.88	8.76
Plancher de service	-2.11	-8.28	14.07	16.17	-1.51	-5.86	10.06

Tab. III.13 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

❖ **Ferraillage des poutrelles**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables comme une section en T soumise à la flexion simple.

➤ **Calcul à L'ELU**

1-Plancher de la terrasse inaccessible :

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

H=16cm

$b_0=10\text{cm}$

$h_0=4\text{cm}$

$d=18\text{cm}$

$b=45\text{cm}$ (calculé au chapitre 2)

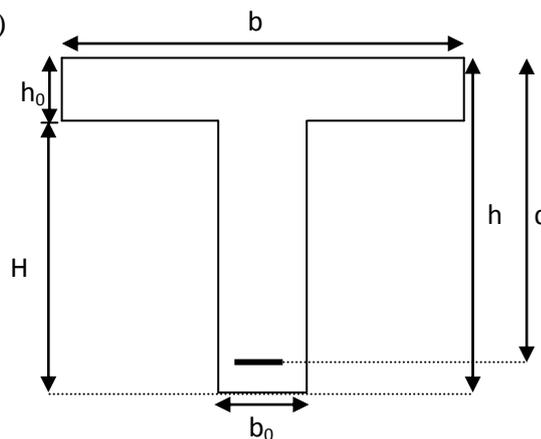


Figure.III.5 : Caractéristique géométrique de la poutrelle

a-Ferraillage des travées :

$M_{travée} = 11.29 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression

$M_{TU} = bh_0 f_{bu} (d - 0,5h_0) = 0,45 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 40.90 \text{ KN.m}$

$$M_{TU} > M_{travée}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de $b \cdot h$ ($b=45 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$).

- Calcul du coefficient

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.29 \times 10^6}{450 \times 180^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1-0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$ Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

Avec :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}}{0.8} = 0.069$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.069) = 0.175 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{11.29 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.85 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour : $A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$

b-Ferraillage des appuis :**-Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -6.14 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif aux appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.133$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$ Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133}}{0.8} = 0.017$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.017) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{6.14 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.99 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

-Appuis de rive

$$M_{interne}^a = -1.69 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif aux appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$ Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}}{0.8} = 0.045$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{1.69 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.27 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 12.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.98 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.72 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.50 + 2.07 = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 12.98 \times 10^{-3}}{400} = 0.37 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[12.98 - \frac{6.14}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.71 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{aucune vérification à faire car l'effort}$$

tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{12.98 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.45 \times 0.04} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

c-Armatures transversales :

Au départ on choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Escapements

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

$K=1$: FPN et pas de reprise de bétonnage

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

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,78 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 121,6 \text{ cm}$$

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

D'ou $S_t=15 \text{ cm}$

2-Plancher à usage d'habitation :

a-Ferraillage des travées :

$$M_{travée} = 12.12 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{TU} = b h_o f_{bu} (d - 0,5 h_o) = 0,45 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 40.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{TU} > M_{travée}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de $b \cdot h$ ($b=45 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$).

- Calcul du coefficient

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.12 \times 10^6}{450 \times 180^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1-0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$.Donc le diagramme passe par le pivot « A »

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}}$$

Avec :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}}{0.8} = 0.074$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.074) = 0.175 \text{m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{11.29 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.00 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{cm}^2$$

$A_s = 2.00 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{cm}^2$$

b-Ferraillage des appuis :

-Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -6.81 \text{KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.148$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$. Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}}{0.8} = 0.20$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.2) = 0.165 \text{m}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.19 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.19 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$$

-Appuis de rive

$$M_{Interne}^a = -1.82 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif aux appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.03$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$ Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}}{0.8} = 0.045$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.29 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 1\text{HA}8 = 0.50\text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 13.94\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.94 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.77\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13f_{c28}; 5\text{MPa}] = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau = 0.77\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.50 + 2.07 = 2.57\text{cm}^2$$

$$A_l = 2.57\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 13.94 \times 10^{-3}}{400} = 0.4\text{cm}^2 \quad (\text{C'est vérifié})$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[13.94 - \frac{6.81}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.80\text{cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.94 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.45 \times 0.04} = 0.83\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

c-Armatures transversales :

Au départ on choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacements

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

$K=1$: FPN et pas de reprise de bétonnage

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

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.83 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 91.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

D'ou $S_t=15 \text{ cm}$

3-Plancher de service :

a-Ferraillage des travées :

$$M_{travée} = 14.07 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{TU} = b h_o f_{bu} (d - 0,5 h_o) = 0,45 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 40.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{TU} > M_{travée}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de $b \cdot h$ ($b=45 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$).

- Calcul du coefficient

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14.07 \times 10^6}{450 \times 180^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$.Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{ST}}$$

Avec

$$f_{ST} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.088) = 0.173m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{zf_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{14.07 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 2.33cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.45 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.97cm^2$$

$A_s = 2.33cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour : $A_s = 3HA10=2.36cm^2$

b-Ferraillage des appuis :

-Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -8.28KN.m$$

Puisque le moment est négatif aux appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20)cm^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.179$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$ Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}}{0.8} = 0.248$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.248) = 0.162 \text{m}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{8.28 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.47 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.47 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$$

-Appuis de rive

$$M_{Interne}^a = -2.11 \text{KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.046$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186$. Donc Le diagramme passe par le pivot « A »

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}}{0.8} = 0.059$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.059) = 0.175 \text{m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{2.11 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.35 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$A_s = 0.35 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

On opte pour :

$$A_s = 1\text{HA}8 = 0.50\text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.17\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.17 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.90\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 5\text{MPa}] = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.90\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

-Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.50 + 2.36 = 2.86\text{cm}^2$$

$$A_l = 2.86\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.17 \times 10^{-3}}{400} = 0.46\text{cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [16.17 - \frac{8.28}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.00\text{cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.17 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.45 \times 0.04} = 0.97\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

c-Armatures transversales :

Au départ on choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacements :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

$K=1$: FPN et pas de reprise de bétonnage

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

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,97 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 53,65 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

D'où $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

-Etat limite de compression du béton.

-Etat limite de déformation (la flèche).

a-Poutrelle de la terrasse inaccessible :**➤ État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée

$$M_{trav}^{\max} = 8,22 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -0.75 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.07 + (45 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.07 \times 18 - (45 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.35 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{45 \times 4.35^3}{3} - (45 - 10) \times \frac{(4.35 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (18 - 4.35)^2 = 7019.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.22 \times 4.35 \times 10^3}{7019.51} = 5.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis

Appuis intermédiaires

$$M_a^{intermediaire} = -4.20 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 0.30 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.20 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 7.52 \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_a^{rive} = -1.23 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.5 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 2.55 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.50 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.50^3}{3} + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.23 \times 4.50 \times 10^3}{1670.62} = 3.31 \leq 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

b-Poutrelle de plancher courant :

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation (la flèche).

➤ **État limite de compression du béton :**

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

En travée

$$M_{trav}^{\max} = 8.76 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -0.75 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.07 + (45 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.07 \times 18 - (45 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.35 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{45 \times 4.35^3}{3} - (45 - 10) \times \frac{(4.35 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (18 - 4.35)^2 = 7019.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.76 \times 4.35 \times 10^3}{7019.51} = 5.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

Appuis intermédiaires

$$M_a^{\text{intermediaire}} = -4.88 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 0.30 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.88 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 8.74 \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_a^{rive} = -1.31 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.5 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 2.55 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.50 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.50^3}{3} + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.31 \times 4.50 \times 10^3}{1670.62} = 3.52 \leq 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

c-Poutrelle de l'étage de service :**➤ État limite de compression du béton :**

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

En travée :

$$M_{trav}^{\max} = 10.06 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.36 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.07 + (45 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.07 \times 18 - (45 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.62 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{45 \times 4.62^3}{3} - (45 - 10) \times \frac{(4.62 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.62)^2 = 7813.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.06 \times 4.62 \times 10^3}{7813.85} = 5.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :**Appuis intermédiaires :**

$$M_a^{\text{intermediaire}} = -5.86 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 0.30 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.86 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 10.50 \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Appuis de rive :

$$M_a^{rive} = -1.51 \text{ KN.m}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.45 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.5 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04) = 2.55 \times 10^{-4} > 0$$

Calcul d'une section rectangulaire

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow 4.50 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.50^3}{3} + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.51 \times 4.50 \times 10^3}{1670.62} = 4.07 \leq 15 \text{MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

a-Terrasse inaccessible :

BAEL91/99 et CBA93 exige de vérifier la flèche si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.05$$

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

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

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

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

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 4.35 \text{cm}$$

$$I = 7019.65 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.07 \text{cm}^2$$

$$E_i = 11000.3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 45 \times 20 + 15 \times 2.07 = 931.05 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{931.05} \times \left(\frac{45 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.27 \Rightarrow V_2 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{45}{3} \times (10.27^3 + 9.73^3) + 15 \times 2.07 \times (9.73 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 34337.87 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{45} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.31$$

-Evaluation des moments en travée

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

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

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

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.32 = 3.46 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.32 + 1) = 4.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.46 \times 4^2}{8} = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4^2}{8} = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.10 \times 4^2}{8} = 6.15 \text{ KN.m}$$

-Contraintes (σ_s) :

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

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{2.78 \times (0.18 - 0.0435) \times 10^5}{7019.51} \Rightarrow \sigma_{js} = 77.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{5.19 \times (0.18 - 0.0435) \times 10^5}{7019.51} \Rightarrow \sigma_{gs} = 145.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.15 \times (0.18 - 0.0435) \times 10^5}{7019.51} \Rightarrow \sigma_{ps} = 172.16 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 145.29 + 2.1} = 0.75$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 77.82 + 2.1} = 0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 172.16 + 2.1} = 0.79$$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 34337.87}{1 + 3.28 \times 0.53} = 13793.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 34337.87}{1 + 3.28 \times 0.75} = 10916.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = \frac{1.1 \times 34337.87}{1 + 3.28 \times 0.79} = 10517.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 34337.87}{1 + 1.31 \times 0.75} = 19050.30 \text{ cm}^4$$

-Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.78 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 13793.33} \times 10^7 = 0.10 \text{ cm}$$

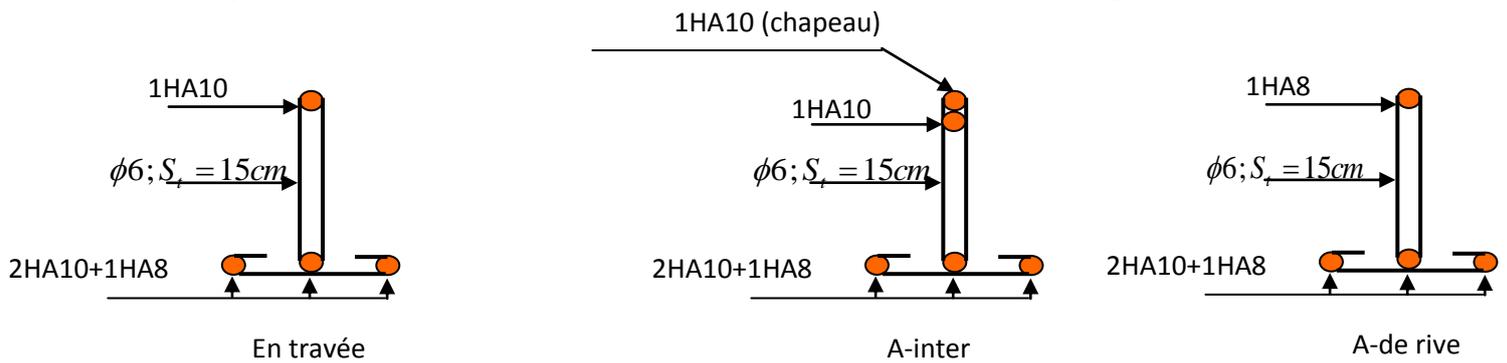
$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{5.19 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 10916.66} \times 10^7 = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{5.19 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 19050.30} \times 10^7 = 0.41 \text{ cm}$$

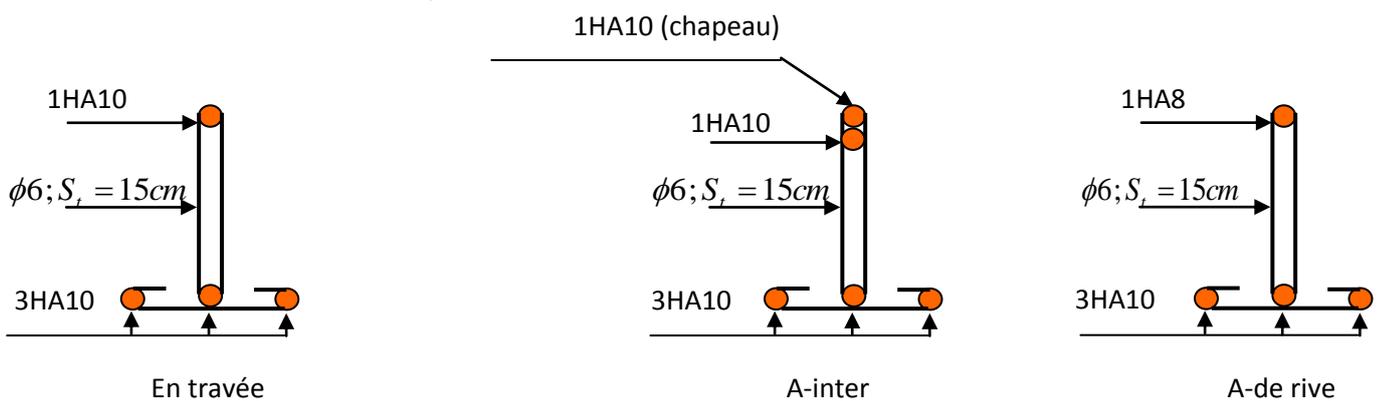
$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.11 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 10517.84} \times 10^7 = 0.29$$

Donc la flèche totale $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.41 + 0.29 - 0.23 - 0.10 = 0.37 \text{ cm} < f_{adm} = 0.80 \text{ cm}$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour le ferrailage suivant :



Poutrelles pour terrasse inaccessible et étages courants



Poutrelles pour étages de service

Figure.III.7: Schémas des ferrailages des poutrelles des différents étages.

III.2.1.2 Etude de la dalle de compression :**1. Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Selon le BAEL 99 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 45}{235} = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus, l'hourdis doit avoir une épaisseur de 4cm. Il sera armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de maillages ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

En tenant compte de l'indisponibilité de toutes les gammes de produit sur le marché et pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150 \times 150)$

➤ Vérification de la dalle de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

$$a = \min [0.9d, \text{largeur de l'appui}]$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u = 13.94 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

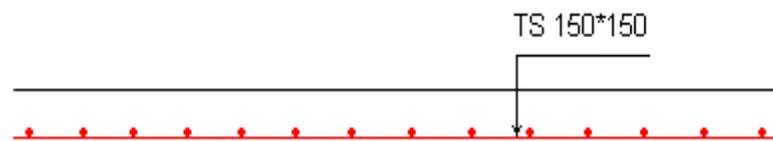
➤ Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

Figure. III.7: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Etude des dalles pleines :

Selon le nombre d'appuis, on peut distinguer :

-Dalle sur trois appuis.

-Dalle sur deux appuis.

-Dalle sur un seul appui.

On prend :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle se comporte comme une poutre, elle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens l_x et l_y .

III.2.2.1 Dalle pleine sur trois appuis :**a-Calcul des sollicitations :**

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes : $G = 4.61 \text{ KN/m}^2$ (tiré de Chap. II)

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{1.60}{2.20} = 0.73 > 0.4 \quad (\text{La dalle travaille suivant les 02 directions})$$

$$\text{On a : } l_x = 1.60 > \frac{l_y}{2} = 1.10 \text{ m}$$

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.74$$

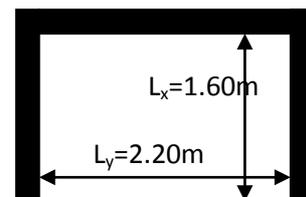


Figure III.8: Schéma d'un balcon sur trois appuis

Pour déterminer les moments isostatiques ; on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91)

$$\text{comme suit : } l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P_u * l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P_u * l_y^3}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P_u * l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = \frac{11.47 * 2.20^3}{24} = 5.08 \text{KN.m} \\ M_y = \frac{11.47 * 2.20^3}{8} (1.60 - 1.10) + \frac{11.47 * 2.20^3}{48} = 10.18 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 4.32 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 8.65 \text{KN.m}$$

-Moments aux appuis :

$$M_y^a = -0.3 M_y = -3.05 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = -0.3 M_x = -1.52 \text{KN.m}$$

b-Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une longueur de 1 m (b = 1 m).

• Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.2 \text{cm} \quad \text{on prend } \phi = 1.2 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c \right) = 12 - (0.6 + 3) = 8.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3 \right) = 12 - (0.6 + 1.2 + 3) = 7.2 \text{cm}$$

-En travée

Suivant l'axe x-x :

$$M_x^t = 4.32 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.043 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0138 \leq \mu_l = 0.3916$$

\Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$\Leftarrow A_s = \frac{M_x^t}{d_x(1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification des valeurs minimales

$e > 12 \text{ cm}$ Et $\rho > 0,4$

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

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & \text{RL } fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou T.S } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & \text{HA } fe = 400 \text{ ou TS } \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

dans notre cas $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \frac{(3 - 0,74)}{2} * 100 * 12 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$A_x = 1.51 \text{ cm}^2 > 1,08 \text{ cm}^2$ (c'est vérifié.)

Donc on opte pour : 4HA8=2.01cm²

Suivant l'axe y-y :

$$M_y^t = 8.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.12$$

$\mu_{bu} = 0.12 < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$A_s = \frac{M_y^t}{d * (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 1 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

On opte pour : 4HA12=4.52cm²

-En appuis

$$M_y^a = 3.05 \text{ KN.m} \Rightarrow A_s = 1.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA8=1.51cm²

$$M_x^a = 1.52KN.m \Rightarrow A_s = 0.52cm^2 < A_s^{\min} = 1.08cm^2$$

On opte pour 3HA8=1.51cm²

c-Vérification de cisaillement :

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_y = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 6.75 \text{ KN} , \quad V_x = 6.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{6.12 * 10^{-3}}{0.084 * 1} = 0,072 < 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa \text{ (c'est vérifié)}$$

$$\tau_{uy} = \frac{6.75 * 10^{-3}}{0,072 * 1} = 0,093 < 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa \text{ (c'est vérifié.)}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	4.32	1.51	4HA8=2.01 cm ²
	aux appuis	-1.52	1.08	3HA8=1.51 cm ²
Sens y-y	En travée	8.65	3.96	4HA12=4.45 cm ²
	aux appuis	-3.05	1.24	3HA8=1.51cm ²

Tab. III.9 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

Vérification des espacements

Dans le sens longitudinal on prend :

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm$$

Dans le sens secondaire on prend :

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = 45cm > S_t = 25cm$$

d-Vérification à l'ELS :

Le BAEL exige pour des fissurations nuisibles de vérifier que :

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 * f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}}\right)$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ (acier HA), } f_{ij} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$p_s = 8.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 3.60 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 3.05 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 6.12 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_y = -2.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{M_{ser}}{I} \right] * y$$

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

avec:

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

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

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

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	remarque
Suivant x-x travée	3.05	2.57	1664.70	4.70	200.22	Vérifiée
Suivant x-x Appui	-1.08	1.72	1552.8	1.19	86.38	Vérifiée
Suivant y-y travée	6.12	2.50	3754.7	4.07	183.37	Vérifiée
Suivant y-y appui	-2.16	1.60	1598.2	2.16	170.29	vérifiée

Tab. III.10: Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

-Vérification de la flèche

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

Sens x-x :

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

$$\frac{h}{L} = 0.075$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.075$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 < \frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085$$

Condition non vérifiée, donc ça nécessite une vérification à la flèche.

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

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{160}{500} = 0.32 cm$$

$$y = 1.60 cm$$

$$I = 1590.58 cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 2.01 cm^2$$

-Evaluation des moments en travée

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

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

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

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

$$q_{gser} = 4.61 KN / m^2$$

$$q_{pser} = (4.61 + 3.5) = 8.11 KN / m^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0633 \times 3 \times 1.60^2 = 0.49 KN.m \\ M_{ox}^g = 0.0633 \times 4.61 \times 1.60^2 = 0.76 KN.m \\ M_{ox}^p = 0.0633 \times 8.11 \times 1.60^2 = 1.33 KN.m \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.49 = 0.42 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.76 = 0.65 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.33 = 1.13 \text{ KN.m}$$

A l'aide de logiciel socotec, on a trouvé :

$$\text{La flèche due aux charges permanentes } f_{gv} = 0.09 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche due aux charges totales } f_{gq} = 0.11 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche totale } \Delta f_t = 0.09 \text{ mm} < f_{adm} = 3.2 \text{ mm} \quad (\text{c'est vérifié}).$$

Sens y-y :

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{220} = 0.055 < \frac{1}{16} \quad \text{La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la}$$

flèche est nécessaire.

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{220}{500} = 0.44 \text{ cm}$$

Propriété de la section :

$$y = 2.5 \text{ cm}; I = 1995.34 \text{ cm}^4; E_I = 32164.2 \text{ Mpa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 4.45 \text{ cm}^2$$

-Evaluation des moments en travée :

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.92 = 0.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.41 = 1.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 2.48 = 2.11 \text{ KN.m}$$

A l'aide de logiciel Socotec :

$$\text{La flèche due aux charges permanentes } f_{gv} = 0.30 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche due aux charges totales } f_{gq} = 0.37 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche totale } \Delta f_t = 0.31 \text{ mm} < f_{adm} = 4.4 \text{ mm} \quad (\text{c'est vérifié}).$$

-Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage du balcon sur trois appuis est représenté sur la figure ci-dessous

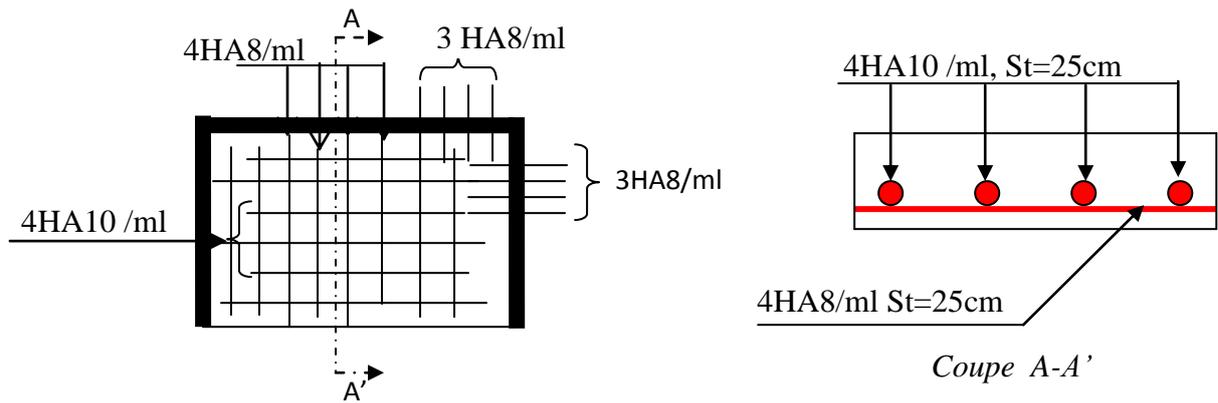


Figure III.9 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

III.2.2.2. Dalle sur deux appuis :

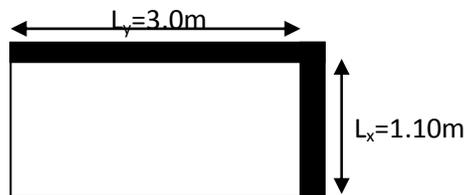


Figure. III.10 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

a-Calcul des sollicitations :

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes : $G = 4.61 \text{ KN/m}^2$ (voir Chap. II)

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.1}{3.00} = 0.37 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre, donc la flexion est produit}$$

seulement dans sens l_x (dans le sens L_y est négligée).

$$M_0 = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = 1.43 \text{ KNm}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1.21 \text{ KNm}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0.5 \times M_0 = 0.71 \text{ KNm}$$

b-Ferrailage des armatures longitudinales:

Le calcul s'effectue sur 1ml de longueur et de 12cm d'épaisseur

$$d_x = e - c = 12 - 2 = 10cm .$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 8.52 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.011$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.10m.$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.35cm^2 / ml.$$

-Vérification des valeurs minimales

On a :

$$HA f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_0 = e = 12cm$$

$$b = 100cm$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times h_0$$

$$A_{\min}^x = 0.96cm^2 / ml$$

$A_t < A_{\min}^x$ Donc on ferraille avec le A_{\min}^x et on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$

Au appui:

$$\mu_{bu} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 6.26 * 10^{-3}$$

$$z = 0.10m$$

$$A_a = 0.20cm^2 / ml$$

-Vérification des valeurs minimales

On a :

$$f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_0 = e = 12cm$$

$$b = 100cm$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times h_0$$

$$A_{\min}^x = 0.96cm^2 / ml$$

$A_t < A_{\min}^x$ Donc on ferraille avec le A_{\min}^x et on opte pour : $A_t^x = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2 / \text{ml}$

Pour le sens secondaire, il est recommandé de mettre des armatures de répartition $A_t^y = A_t^x / 4 = 0.50$

on ferraille avec $A_t^y = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2 / \text{ml}$

-Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

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

-Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 6.31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.063\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

-Vérification à l'ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 8.11\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$M^0 = 1.22\text{KN.m}$$

$$M^t = 1.04\text{KN.m}$$

$$M^a = -0.61\text{KN.m}$$

-Vérification des contraintes :

Un tableau vérifiant les contraintes :

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Suivant x-x travée	1.04	2.17	2189.07	1.03	15	Vérifiée
Suivant x-x Appui	-0.61	1.91	1714.66	0.70	15	Vérifiée

Tab III.15: Contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

-Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{1}{16}$ (c'est vérifié)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ (c'est vérifié)

- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.021 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$ (c'est vérifié)

Les trois conditions sont satisfaites donc la flèche n'est pas obligée d'avoir lieu.

c-Les armatures transversales :

$A_t = A_t / 4 = 0.502cm^2$ On choisit des 4T6 = 1.13cm²

e-Schéma de ferrailage :

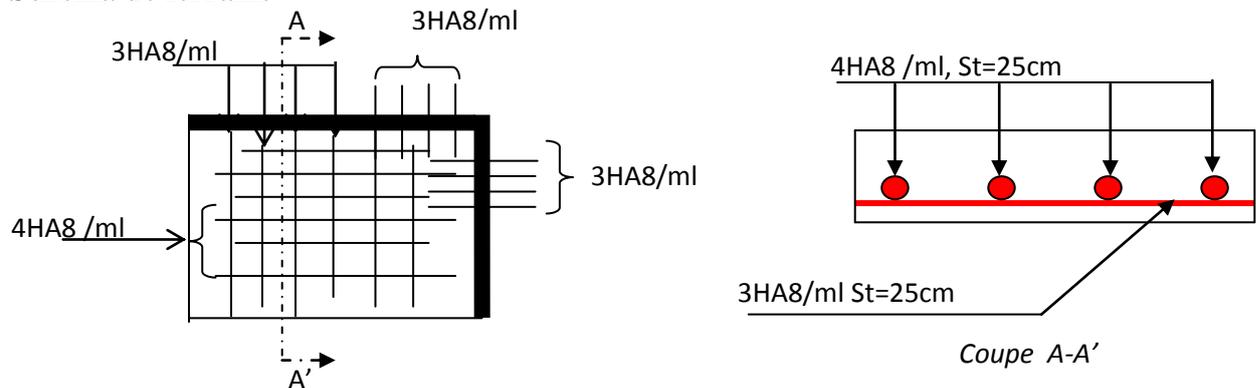


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

III.2.2.3. Dalle console :

Les calculs sont effectués sur la dalle la plus sollicitée :

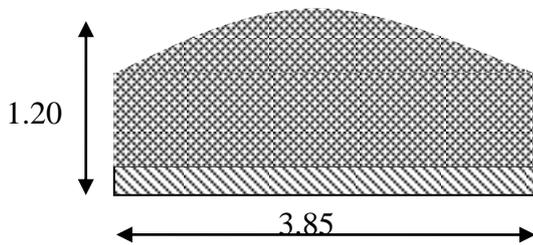


Fig.III.12:Dalle sur un seul appui

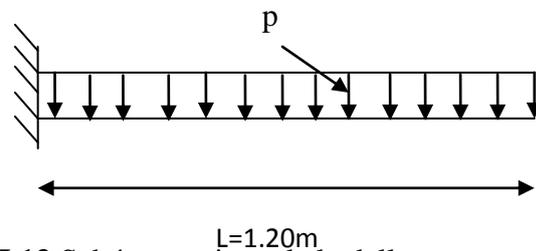


Fig.III.13:Schéma statique de la dalle sur un seul appui

a-Calcul des sollicitations :

$G=4.61KN/m^2$; $Q=3.5KN/m^2$; $P=2.2 KN$

P: poids de la cloison extérieure selon le DTR BC2-2.

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.61 + 1.5 \times 3.5 = 11.47KN/ml. \\ P_u = 1.35 \times 2.2 = 2.97KN \\ q_s = 4.61 + 3.5 = 8.11KN/ml \\ P_s = 2.2KN. \end{array} \right.$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 11.82 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 8.48 \text{ KN.m/ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 15.96 \text{ KN}$$

b-Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales (A_p) et secondaire (A_s)

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{3}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Armatures principales	11.82	0.083	0.0124	0.11	3.12	4HA10=3.14

Tab III.16 : Calcul du ferrailage de la dalle console

-Les armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A_p}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

c-Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33\text{cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit } : S_t = 25\text{cm}.$$

$$S_{ty} = \min(45\text{cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * e) ; \text{ Soit } : S_t = 33\text{cm}.$$

d-Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **L'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.96 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.1} = 0.16 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

e-A l'ELS :

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

$$M_{ser} = 8.48 \text{KN.m} ; A_s = 1.51 \text{cm}^2 / \text{ml} ; y = 1.91 \text{cm} ; I = 1714.66 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8.48 \cdot 10^{-3}}{1714.66 \cdot 10^{-8}} \cdot 1.91 \cdot 10^{-2} = 9.44 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

- **Vérification de la flèche :**

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{120} = 0.1 > \frac{1}{16} \quad (\text{La première condition est vérifiée}).$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.1 \quad (\text{La deuxième condition est vérifiée}).$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0015 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad (\text{La troisième condition est vérifiée}).$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

-Schémas de ferrailage

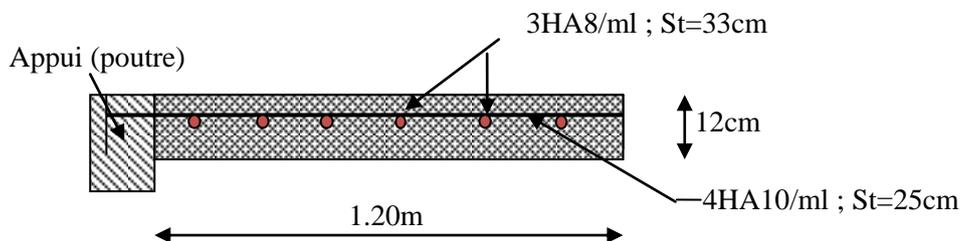


Figure.III.14 : schéma de ferrailage de la dalle

III.3. Etude de l'acrotère :

III.3.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

Les différentes données sont extraites du deuxième chapitre et les recommandations de RPA99/2003:

$$Q = 1.0 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.0665 \text{ m}^2$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.06 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 0.99 \text{ KN}$$

F_p : La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante:

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

III.3.2. Calcul des sollicitations

a-Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Avec : $\sum A_i = S$ (surface de l'acrotère)

$$x_c = \frac{0,58 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0665}$$

$x_c = 0,069 \text{ m}$ **b-Moment engendré par les efforts normaux:**

$$y_c = 0,32 \text{ m}$$

Suivant l'application de l'effort on aura :

$$N_G = 1.66 \text{ KN/ml}, N_Q = 0, N_{Fp} = 0.$$

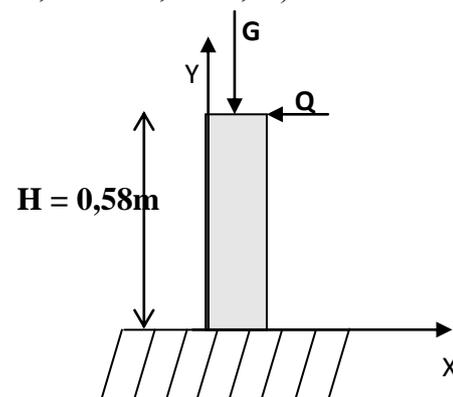


Figure.III.15: Chargement de l'acrotère

$$N_G = 1.66 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m},$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,58 \Rightarrow M_Q = 0,58 \text{ KN.m}.$$

$$F_P = 0.99 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_C = 0.99 \times 0,32 \Rightarrow M_{F_P} = 0,32 \text{ KN.m}.$$

sollicitations	Combinaison		
	RPA99/2003	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N(KN)	1.66+0+0=1.66	2,24	1.66
M(KN.M)	0.58	0,87	0,58

Tab III. 17 : Différentes combinaisons à utiliser

c-Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.87}{2.24} = 0.39m$$

$$\frac{h}{6} = 0.10m$$

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. \text{ (CBA art A.4.3.5)}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \cdot h = 1.16$

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

Donc:

$$e_2 = 0.81 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 41.81 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.24 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 2.24 \times 0.418 = 0.94 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferrailage:

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

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

$$N_U = 2.24 \text{ KN}$$

$$M_U = 0.94 \text{ KN.m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.94 + 2.24 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 2.62 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.029 < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.036; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.95cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.95 \times 10^{-4} - \frac{2.24 \times 10^{-3}}{348} = 0.88cm^2$$

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.97cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 3HA8 = 1.51 cm^2 / ml$.

-Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1.51}{4} \Rightarrow A_r = 0.38cm^2$$

On opte pour $4HA6 = 1.13cm^2 / ml$

- Espacement

- Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 cm$. On opte pour $S_t = 33cm$.
- Armatures de répartitions : $S_t \leq 58/4 = 19.33 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

- Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.99 + 1 \Rightarrow V_u = 1.99KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.024 MPa$$

\Rightarrow Le risque de cisaillement n'est pas prévu.

-Vérifications à L'ELS

$$N_{ser} = 1.66KN; \quad M_{ser} = 0.57KN.m; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Position de l'axe neutre:

$$C = d - e_A ;$$

Tel que :

e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.56}{1.66} = 0.34 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = 0.097 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_1 = 0.29 - 0.34 = -0.05 \text{ m} = -5 \text{ cm}$$

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

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.05^2 + 90 \times \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.05) = -0.709 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times 0.05^3 - 90 \times \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.05)^2 = -0.12 \text{ m}^3 \quad y_c^3 - 7.09 * 10^{-3} y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.05 \leq y_c \leq 0.05$$

$$y_c = -0.038 \text{ m}$$

$$y = 0.05 - 0.038 = 0.012 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d) - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.012^2}{2} - 15 \times 1.51 \times 10^{-4} (0.08 - 0.012) = -8.2 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.66 \times 10^{-3} \times 0.012}{-8.2 \times 10^{-5}} = -0.24 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.66 \times 10^{-3}}{-8.2 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.012) = -20.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s$$

-Schéma de ferrailage :

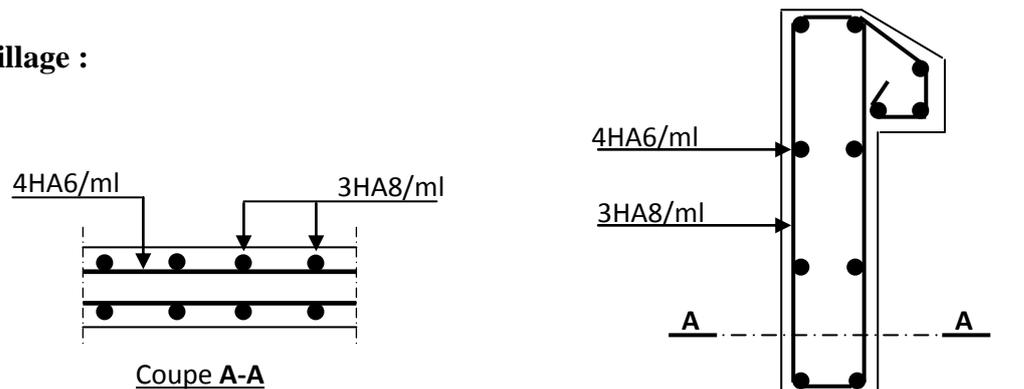


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de l'escalier :

Le but de cette étude est de déterminer les sollicitations dans l'escalier, qui nous permettront de proposer le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Pour notre cas, l'escalier de RDC est de trois volées, et ceux des autres étages sont de deux volées.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant compte de types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.4.1. calcul d'escalier :

Nous avons un seul type d'escaliers avec des longueurs de travées différentes, pour cela nous procédons à l'étude de l'escalier le plus sollicité.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

a-Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 7.90 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.24 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$q_V = 1.35G_V + 1.5Q_V$$

$$\Rightarrow q_V = 1.35 \times 7.90 + 1.5 \times 2.50 = 15.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 14.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 * 5.24 + 1.5 * 2.5$$

$$\Rightarrow q_p = 10.82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELS :

$$q_v = G_v + Q_v$$

$$\Rightarrow q_v = 8.89 + 2.5 = 11.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 10.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.24 + 2.5 = 8.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow q_p = 7.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 1.35 * (2.62 * (3.06 - 0.175)) = 10.20 \text{ KN/ml} \text{ (charges dues aux murs extérieur)}$$

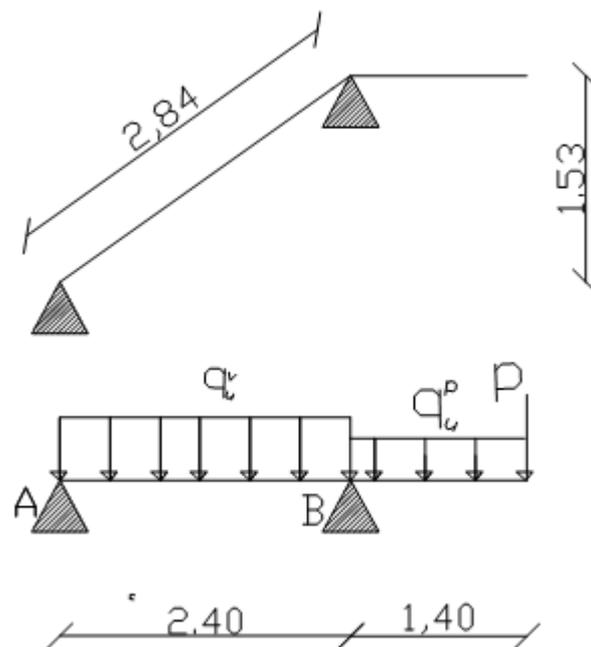


Figure.III.17 : Schéma statique de l'escalier

b-Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul des réactions**

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (14.42 * 2.4 * \frac{2.4}{2}) + (10.82 * 1.4) (\frac{1.4}{2} + 2.4) + (10.20 * 3.8) = R_B (2.4)$$

$$\sum M /_B = 0 \Leftrightarrow (14.42 * 2.4 * \frac{2.4}{2}) - (10.82 * 1.40 * \frac{1.4}{2}) - (10.20 * 1.4) = R_A (2.40)$$

$$R_B = 53.02 \text{ KN}$$

$$R_A = 7.32 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant**

• $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 14.42 * x - 7.32$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -7.32 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = 27.29 \text{ KN} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = -10.82 * x - 10.20$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -10.20 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = -25.35 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant :**

• $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) = 7.32x - 14.42 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = -24.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$M(x) = -5.41 * x^2 - 10.20 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = -24.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à ' x_0 ' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 0.85$$

$$M^t_{\max} = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$M^a_{\max} = -24.88 \text{ KN.m}$$

c- Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, et la vérification se fera à l'ELS.

-En travée :

$$M^t = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.37 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = 0.060$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < \mu_l = 0.392.$$

Pivot A ; les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{St}} = \frac{14.37 * 10^{-3}}{0.13 * 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A = 3.17 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc on opte pour : 5HA10=3.93cm²

-Aux appuis :

$$M^a = 24.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{24.88 * 10^{-3}}{1 * (0.13)^2 * 14.2} = 0.10$$

$$\mu_{bu} = 0.10 < \mu_l = 0.392.$$

Pivot A ; les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.14$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.12 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{St}} = \frac{24.88 * 10^{-3}}{0.12 * 348} = 5.96 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.96\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc on opte pour : 6HA12=6.79cm²

Les résultats de ferrailage obtenu sont mentionnés sur le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculé (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	14.37	0.060	0.077	0.13	3.17	5HA10 = 3.93
En appui	24.88	0.10	0.14	0.12	5.96	6HA12 = 6.79

Tab. III.18: Résultat de ferrailage de l'escalier

Le BAEL préconise des barres de répartition :

$$\text{Aux appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70\text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'espacement des armatures :

Les règles d'espacements des armatures données par le BAEL donnent :

En travées

-Les armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Les armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Aux appuis :

-Les armatures principales : $S_t = 17\text{cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Les armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_V = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{27.29 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.21 \text{MPa}$$

$\tau_U = 0.21 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = 3.25$. (Condition vérifiée).

d-Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * Y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	11.07	3.37	6742.60	5.53	15
Appuis	18.17	4.66	10457.39	8.09	15

Tab III.19 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$\frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625$ (Condition non vérifié).

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

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

ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.76cm$

Données de calcul

$$y = 3.37cm$$

$$I = 6742.60cm^2$$

$$E_i = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 3.93cm^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 3.93 = 1558.95cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1558.95} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 13 \right) = 7.71cm$$

$$V_2 = 15 - 7.71 \Rightarrow V_2 = 7.29cm$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.71^3 + 7.29^3) + 15 \times 3.93 \times (7.29 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 33278.77 cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0030$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003 \times (2 + 3)} = 7$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.8$$

$$q_{jser}^v = 25 * \frac{e}{\cos a} + 22 * \frac{h}{2} = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$q_{jser}^p = 3.75 \text{ KN/m}$$

Les moments maximaux seront calculés par la méthode de RDM

$$M_{serj} = 9.28 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser}^v = 7.9 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser}^p = 5.24 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 16.32 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser}^v = G + Q = 10.4 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser}^p = G + Q = 7.74 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 11.07 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{16.32 \times (0.13 - 0.0337)}{6742.60} \times 10^5 = 349.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 15 \times \frac{9.28 \times (0.13 - 0.0337)}{6742.60} \times 10^5 = 198.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 15 \times \frac{11.07 \times (0.13 - 0.0337)}{6742.60} \times 10^5 = 237.16 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 349.63 + 2.1} = 0.42$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 198.81 + 2.1} = 0.18$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 237.16 + 2.1} = 0.26$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 16197.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 9291.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 12981.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 16822.91 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{9.28 \times 3.80^2}{10 \times 32164.2 \times 16197.63} \times 10^7 = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{16.32 \times 3.8^2}{10 \times 32164.2 \times 9291.03} \times 10^7 = 0.79 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{16.32 \times 3.8^2}{10 \times 10721.4 \times 16822.91} \times 10^7 = 1.31 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11.07 \times 3.8^2}{10 \times 32164.2 \times 12981.08} \times 10^7 = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.31 + 0.10 - 0.79 - 0.25 = 0.37 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.5. Etude de la poutre palière :**a-Dimensionnement :**

Selon le RPA, les dimensions de la poutre palière

Doivent respecter les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

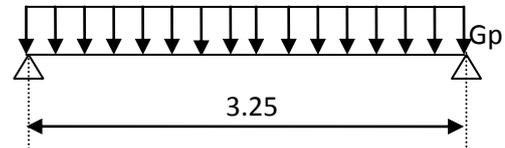


Figure III.18: Schéma statique de la poutre Palière

-Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$22\text{cm} < h < 33\text{cm}$$

On prend :

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

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

b-Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU} : R_B = 53.02\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 38.25\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 56.06 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 74.02 \text{ KN/m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 55.51 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -37.01 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 91.10 \text{ KN}$$

c- Calcul d'armature à la flexion simple :

- **Armatures longitudinales**

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{calcul}} \epsilon (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
En travée	55.51	0.050	0.064	0.27	5.85	6HA12=6.79
aux appuis	37.01	0.033	0.042	0.28	3.80	4HA12=4.52

Tab. III-20 : Calcul des sections d'armature

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ Cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_t = 5.85 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.80 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{91.10 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

➤ **Exigence du RPA :**

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

A^a : Section d'armature aux appuis (condition vérifiée)

A^t : Section d'armature en travée (condition vérifiée)

e-Vérifications à L'ELS

➤ **Etats limite de compression de 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.

-En travée : $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 6.79) \times y - 15 \times 6.79 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 10.80 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 10.80^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (28 - 10.8)^2 \Rightarrow I = 42798.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{40.10 \times 10.80 \times 10^3}{42798.54} = 10.12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

-A l'appui : $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 4.52) \times y - 15 \times 4.52 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 4.50 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 4.5^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (28 - 4.50)^2 \Rightarrow I = 38353.80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{26.74 \times 4.50 \times 10^3}{38353.80} = 3.14 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 > \frac{40.10}{10 \times 53.46} = 0.075 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.01 > \frac{6.79}{30 \times 28} = 0.008 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d-Vérification de la poutre palière à la torsion :

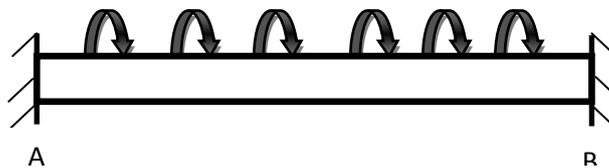


Figure. III.19: Schéma statique de la poutre palière

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

Selon le BAEL99, La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$
- $\Omega = (b-e) \times (h-e) = 625 \text{ cm}^2$
- $U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 100 \text{ cm}$
- Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier.

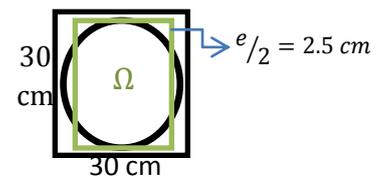


Figure III.20: Section considérée dans le calcul de torsion

Donc $M_{tor} = 39.08 \text{KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes tangentes à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{39.08 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 5.52 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 7.52 \text{MPa} > \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

Les dimensions de la section transversale sont insuffisantes pour transférer les contraintes de cisaillement résultantes.

Donc on augmente la section de la poutre palière à (b=40cm et h=35cm).

On aura :

- $e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ cm}$
- $\Omega = (b-e) \times (h-e) = 944.44 \text{ cm}^2$
- $U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 123.36 \text{ cm}$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{39.08 \times 10^{-3}}{2 \times 944.44 \times 10^{-4} \times 0.058} = 3.19 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 3.19 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

-Armature longitudinale et transversale

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

-Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{39.08 * 10^{-3} * 123.36 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 944.44 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 7.033$$

-Armature transversale :

Si on fixe l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{39.08 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 944.44 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 1.18 \text{ cm}^2$$

-Choix d'armature :

La section totale des armatures à adopter est :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{1}{2} A_l (\text{tor}) + A_L (\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 7.013 + 5.85 = 9.051 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $6HA14=9.24cm^2$

En appuis : $A_a = \frac{1}{2}A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 7.033 + 3.80 = 7.35cm^2$

On opte pour : $6HA14=6.9.24cm^2$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$A_r = 0.6 + 0.98 = 1.58cm^2$.On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un Etrier $\Phi 8=2.01cm^2$

Les différents schémas de ferrailage de l'escalier et de la poutre palières sont représentés dans ce qui suit :

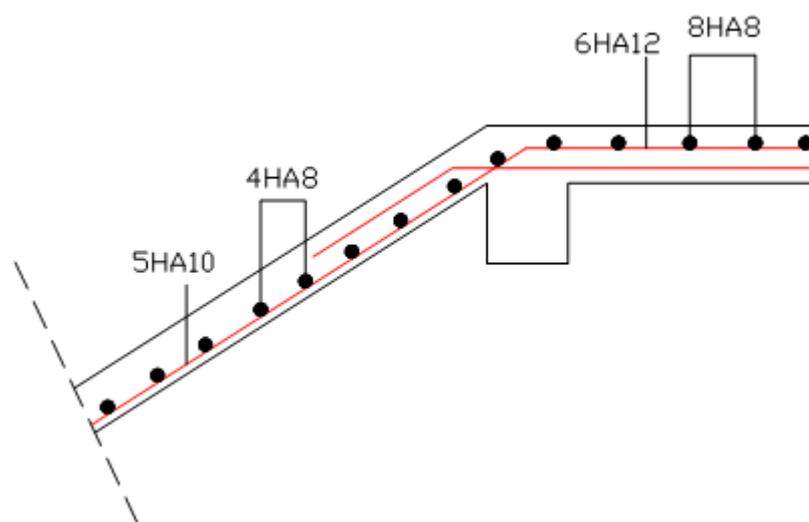


Figure III.21 : Ferrailage de l'escalier

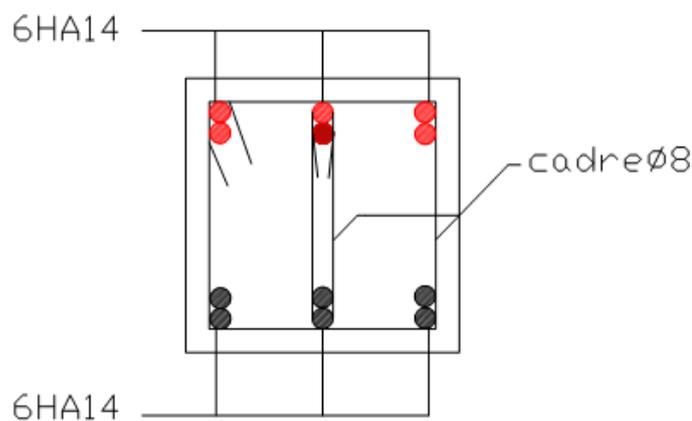


Figure III.22 : Ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de l'ascenseur

III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

D_m : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

P_m : La charge due à la machine = 15 KN

F_c : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

L : Longueur de l'ascenseur = 140cm

L_r : Largeur de l'ascenseur = 110cm

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm

$P_{personnes}$: La charge nominale = 6.3 KN

III.6.2. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 190\text{cm}$, $L_y = 190\text{cm} \Rightarrow S = 1.90 * 1.90 = 3.61\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**

III.6.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.61} = 28.25 \text{ KN/m}^2$

$G_{total} = G + G' = 6.1 + 28.25 = 34.35 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

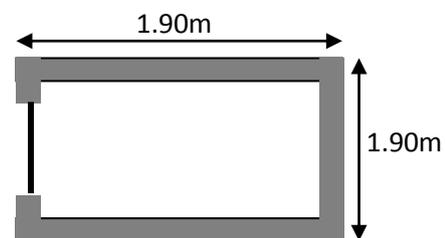


Figure III.23. Cage d'ascenseur.

❖ Cas de charge répartie :

➤ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 34.35 + 1.5 * 1 = 47.87 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

a-Calcul des sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0368 * 47.87 * 1.9^2 = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 1.00 * 6.36 = 6.36 \text{ KN.m}$$

b-Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.36 = 5.41 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 6.36 = 5.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 * M_x^0 = -0.3 * 10.95 = -1.91 \text{ KN.m}$$

III.6.2.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande d'1m de longueur et 20cm d'épaisseur. Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend les barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm ²)
Travée x-x	5.41	0.012	0.016	16.28	0.95
Travée y-y	5.41	0.015	0.020	14.72	1.05
Appuis	1.91	0.0044	0.0055	17.36	0.31

Tab III.21: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

➤ Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

-En travée :

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 0.95 \text{ cm}^2 < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{\min} .

On opte pour 4HA8 $\Rightarrow A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t=25\text{cm}$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$\Rightarrow A_y = 1.05 \text{ cm}^2 < \rho_a b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{\min} .

On opte pour 4HA8 $\Rightarrow A_y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t=25\text{cm}$

-En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$\Rightarrow A_a = 1.51 \text{ cm}^2 < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Les conditions de non fragilité ne sont pas vérifiées, donc en ferraille avec A_{\min} .

On opte pour 3HA10 $\Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t=33.33\text{cm}$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{47.87 \times 1.9}{2 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 30.32 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{30.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

III.6.2. 3. Vérification à l'ELS

$q_s = G_{\text{total}} + Q = 34.35 + 1 = 35.35 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 1 \Rightarrow \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0441 * 35.35 * 1.9^2 = 5.628 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 1.00 * 5.628 = 5.628 \text{ KN.m}$$

a-Calcul des moments réels :

$$\text{-En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{-En appuis : } M_a = -0.3 * M_x^0 = -1.69 \text{ KN.m}$$

b- Vérification de la contrainte:

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

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

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

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

Les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	4.78	2.01	2.95	6295.40	2.24	164.57
	yy	4.78	2.01	2.52	5478.6	2.19	176.42
Appui	/	1.69	2.37	3.18	989.51	0.92	55.62

Tab III.22: Résultats de calcul des contraintes.

Les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

• **Schémas de ferrailage :**

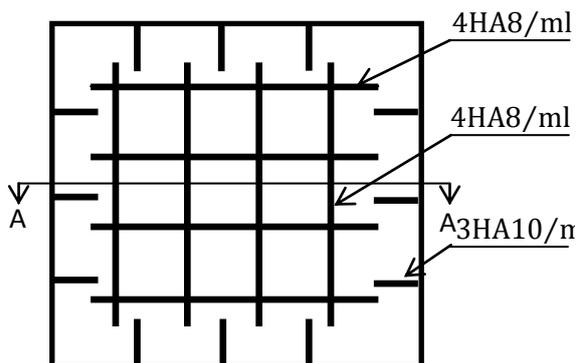


Figure III.24 : Schéma de ferrailage

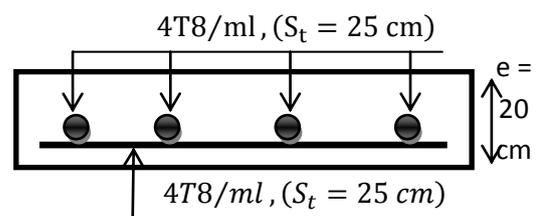


Figure III.25: Coupe A-A détail de ferrailage.

❖ **Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

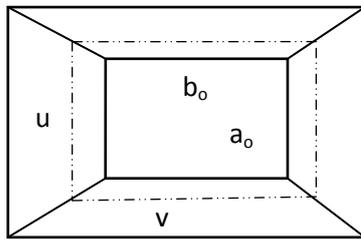


Figure III.26: Schémas représentant la surface d'impact.

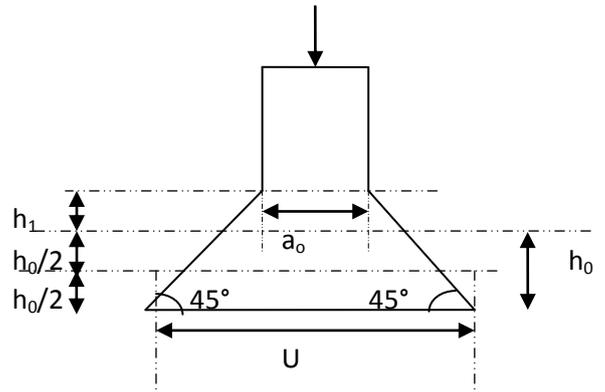


Figure III.27: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90cm \\ b_0 = 90cm \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20cm$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$u = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 120 \text{ cm}$$

$$v = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 120 \text{ cm}$$

➤ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$-M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{120}{190} = 0.632 \text{ et } \rho = 1$$

$$-M_2 \text{ est en fonction de } \frac{v}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{120}{190} = 0.632 \text{ et } \rho = 1$$

D'après les tables de PIGEAUD, on trouve : $M_1=0.076 \text{ KN.m}$ et $M_2=0.076 \text{ KN.m}$

a-Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.076 = 10.60 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.076 = 10.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0368 * 9.73 * 1.9^2 = 1.29 \text{ KN. m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 1 * 10.04 = 1.29 \text{ KN. m} \end{cases}$$

-Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.60 + 1.29 = 11.89 \text{ KN. m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.60 + 1.29 = 11.89 \text{ KN. m} \end{cases}$$

b- Les moments réels :

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 10.10 \text{ KN. m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 10.10 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } M_a = -0.3 * M_x^0 = -3.56 \text{ KN. m}$$

III.6.2. 3. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x=17\text{cm}$ et $d_y=16\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée x-x	10.10	0.025	0.031	17.14	1.53
Travée y-y	10.10	0.028	0.035	15.57	1.84
Appuis	3.56	0.009	0.012	15.97	0.64

Tab III. 23 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

➤ Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$

-En travée :

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 1.53 \text{ cm}^2 < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{\min} .

On opte pour 4HA8 $\Rightarrow A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t=25\text{cm}$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 1.84 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée, on opte pour 4HA8 $\Rightarrow A_y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t=25\text{cm}$

-En appui :

$$A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h \Rightarrow A_a = 0.34 \text{ cm}^2 < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6 \text{ cm}^2.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{\min}

On opte pour 4HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $St = 33.33\text{cm}$

- Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2(u + v) = 480\text{cm}$$

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.8 * 0.25 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

-Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a } u=v=120 \text{ cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.8} = 9.68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{9.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.056 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.6.2. 4. Calcul à l'ELS :

a-Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + vM_2) = 103.3 * (0.076 + 0.2 * 0.076) = 9.42 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + vM_1) = 103.3 * (0.076 + 0.2 * 0.076) = 9.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b-Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0441 * 7.1 * 1.9^2 = 1.13 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 1.000 * 1.13 = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c-Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.42 + 1.13 = 10.55 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.42 + 1.13 = 10.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d-Calcul les moments réels :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 10.55 = 8.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 10.55 = 8.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.3 * M_x = -0.4 * 10.55 = -3.165 \text{ KN.}$$

e-Vérification de la contrainte:

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0 ; \text{ avec : } A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	8.97	2.01	2.91	6807.08	3.84	278
	yy	8.97	2.01	2.82	5985.38	4.22	296
Appui	/	3.165	2.01	2.91	6807.08	1.35	98.24

Tab III.24 : Résultats de calcul des contraintes.

On remarque que la contrainte de l'acier au niveau des travées n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier de cette dernière.

Par tâtonnement on choisit le ferrailage suivant :

$$\text{Suivant x-x : } A_s = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Suivant y-y : } A_s = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

On refait les calculs et les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	8.97	3.14	3.50	10012.6	3.19	180.64
	yy	8.97	3.14	3.44	8787.18	3.51	192.32

Tab III.25 : Vérification des contraintes.

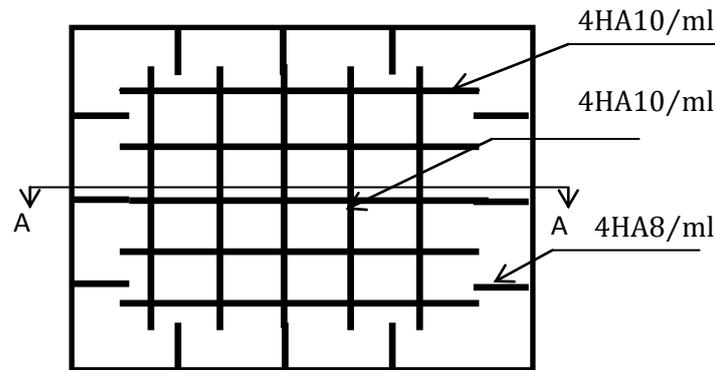
Schéma de ferrailage :

Figure III.28: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

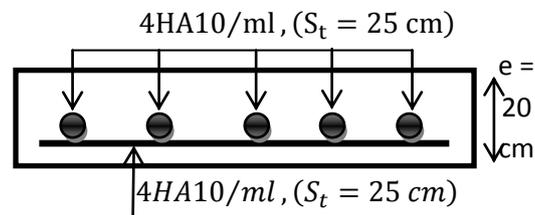


Figure III.29: Coupe A-A détails de ferrailage.

III.7. Etude de la poutre de chaînage :

Dans notre projet, la poutre de chaînage sert à supporter le poids des murs en double cloisons.

III.7.1. Pré dimensionnement :

Selon le RPA99 version 2003, la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15$ cm.

On opte pour une poutre de chaînage de (30.30) cm².

III.7.2. Calcul des sollicitations :

Poids propre de chaînage = $25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25$ KN/m

Poids du murs = $2.62 \times (3.06 - 0.20) = 7.49$ KN/m

$q_u = 1.35 \times (2.25 + 7.49) = 13.15$ KN/m

$q_s = (2.25 + 7.49) = 9.74$ KN/m

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 33.28 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 24.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_u^t = 0.85 M_u = 28.29 \text{KN} \\ M_s^t = 0.85 M_s = 20.95 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment à l'appui : } \begin{cases} M_u^t = -0.5 M_u = -16.64 \text{KN.m} \\ M_s^t = -0.5 M_s = -12.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.7.3. Le ferrailage :

❖ Armatures longitudinales

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	d	a	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	28.29	0.08	0.28	0.11	0.26	3.03	3HA12=3.39
Aux appuis	16.64	0.05	0.28	0.06	0.27	1.75	3HA10=2.36

Tab III.26 : Ferrailage de la poutre de chaînage

❖ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.85 \text{cm}$$

On opte pour : $\phi_t = 8 \text{mm}$

Soit $A_t = 1 \text{cadre } \phi 6 + 1 \text{ pingle} \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{cm}^2$

❖ Espacement

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$.

Donc on adopte $S_t = 15 \text{cm}$.

III.7.4. Vérifications :**❖ À l'ELU****➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2 < A_{cal} \quad (\text{C'est vérifié})$$

➤ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 29.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.352 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{C'est vérifié}).$$

❖ À l'ELS**➤ Vérification de la contrainte dans le béton**

Les vérifications faites sont mentionnées dans le tableau suivant :

localisation	M _{ser} (MPa)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
travée	20.13	8.19	25449	6.48	15	vérifiée
appui	11.85	7.03	19041	4.37	15	vérifiée

Tab III.27 : Vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.062 \\ \frac{h}{b} = 1 > \frac{M_t}{10 * M_u} = 0.085 \\ \frac{A_t}{b * d} = 0.00403 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc ça ne nécessite pas la vérification à la flèche.

- Schéma de ferrailage

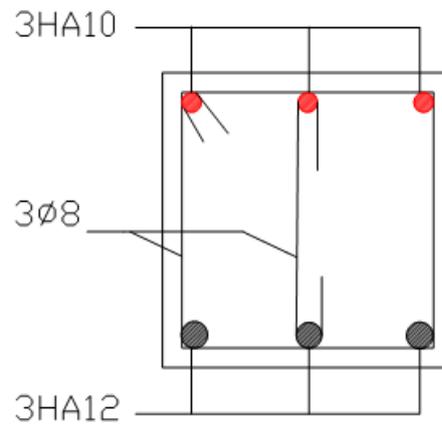


Figure III.30: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1 .Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est en fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Le Nord Algérien est une région de forte sismicité, qui a connu lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels et humaines.

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone (IIa) ou notre projet est situé, devra être contreventée par des voiles, la structure sera mixte (voiles portiques), cette dernière présente un aspect intéressant du point de vue économique

IV. 2.Méthodes de calcul :

Selon le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente :**IV.2.1.1.Principe de la méthode :**

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

IV.2.1.2.Conditions d'application de la méthode

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99

IV.2.1.3. Calcul de la force sismique :

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 :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

-Groupe d'usage : groupe 2 -Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en 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, qui est en fonction de :

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

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 :

'' Critère q ''	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- Redondance en plan		0.05
3- Régularité en plan		0.05
4- Régularité en élévation		0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	
6- Contrôles d'exécution	0	

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 0.05 * 4 = 1.2$$

- **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, il s'agit d'une structure à usage d'habitation et de service, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

A l'aide du logiciel robot millenium 2013, le poids total de la structure a été estimé de :

$$W = 3992700.01\text{kg} = 39927.00\text{KN}$$

- **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).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.82$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Le rapport du sol nous indique que notre structure est implantée au: site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$.

T : période fondamentale de la structure.

La période fondamentale de la structure se calcule suivant la formule :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

Et puisque on est dans le cas d'une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum entre la formule précédente et la suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 29.14m$.

C_T : Coefficient dépendant du système de contreventement, du type de remplissage tableau 4.6 du

$C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 29.14^{\frac{3}{4}} = 0.627s$$

$L_x = L_y = 23.90$ m ; les dimensions du bâtiment dans les deux sens x et y .

$$T_x = T_y = \frac{0.09 \times 29.14}{\sqrt{23.90}} = 0.54s$$

$$T_x = T_y = \min(T; T_{x,y}) = 0.54s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.7)^{2/3} = 1.64$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.7)^{2/3} = 1.64$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.54 = 0.70s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.54 = 0.70s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.20}{5} \times 39927.00 = 2357.29KN$$

IV.2.2. Méthode dynamique :

Concernant notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation (zone IIa, 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 servant à faire une comparaison entre le V_t et $0.8V$.

IV.2.2.1.Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode se base sur la recherche du maximum des effets engendrés dans la structure par des forces sismique, pour chaque mode de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Les résultats sont obtenus à laide de l'application spectre de réponse proposée par le RPA

T	U _{x,y}								
0.00	0.188	1.10	0.078	2.20	0.049	3.30	0.034	4.40	0.021
0.10	0.150	1.20	0.073	2.30	0.047	3.40	0.032	4.50	0.020
0.20	0.131	1.30	0.069	2.40	0.046	3.50	0.031	4.60	0.019
0.30	0.131	1.40	0.066	2.50	0.045	3.60	0.029	4.70	0.019
0.40	0.131	1.50	0.063	2.60	0.044	3.70	0.028	4.80	0.018
0.50	0.131	1.60	0.060	2.70	0.043	3.80	0.027	4.90	0.018
0.60	0.116	1.70	0.058	2.80	0.042	3.90	0.026	5.00	0.017
0.70	0.105	1.80	0.056	2.90	0.041	4.00	0.025		
0.80	0.096	1.90	0.054	3.00	0.040	4.10	0.024		
0.90	0.089	2.00	0.052	3.10	0.038	4.20	0.023		
1.00	0.083	2.10	0.050	3.20	0.036	4.30	0.022		

Tab IV.2 Résumé des résultats

IV.2.2.2.Modélisation

❖ **Description du logiciel robot millenium:**

Le robot millenium version 2011 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet de

modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

❖ **DISPOSITION DES VOILES**

Plusieurs essais ont été effectués pour trouver la disposition adéquate pour notre projet, en se basant sur les recommandations de RPA.

➤ **Première disposition**

La forme architecturale de la structure, nous a poussé à rechercher un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

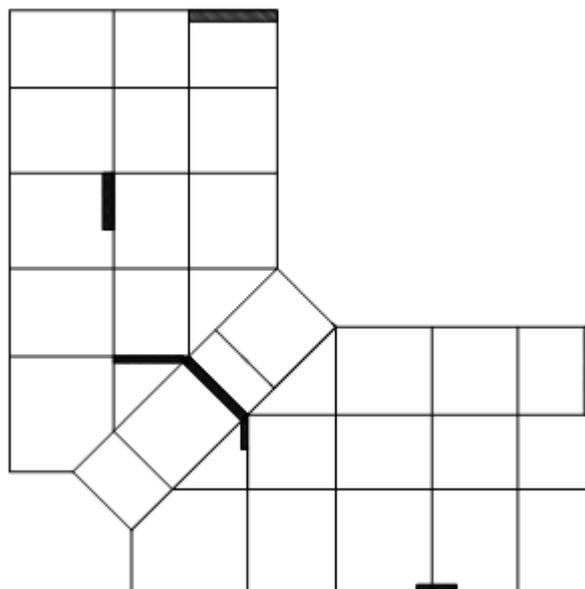


Figure IV.1 : première Disposition des voiles

mode	période	Masses cumulées (%)			Masses modales (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.68	26.24	34.05	0.0000	26.24	34.05	0.0000
2	0.59	35.28	67.37	0.0000	9.04	33.32	0.0000
3	0.53	72.17	71.27	0.0000	36.89	3.90	0.0000
4	0.20	79.85	79.29	0.0000	7.08	8.02	0.0000
5	0.18	81.45	85.37	0.0000	2.22	6.05	0.0000
6	0.15	88.99	88.62	0.0000	7.52	3.25	0.0000
7	0.10	92.20	91.43	0.0000	3.21	2.81	0.0000
8	0.09	92.84	92.32	0.0000	0.63	0.89	0.0000

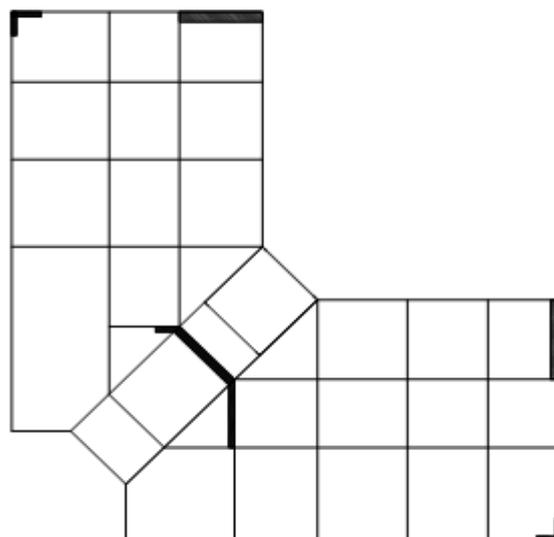
Tab IV.3 : Résumé des résultats de la première disposition

-Analyse des résultats

Pour cette disposition des voiles, on remarque que la période calculée par le logiciel est inférieure à celle exigée par le RPA, et même remarque pour la masse participante atteinte au 7^{ème} mode. Par contre, on voit qu'il ya une torsion dans le premier mode, donc on aura recours à une nouvelle disposition. Les figures ci-après représentent le comportement de la structure.

**Mode(1) : rotation****mode(2) : rotation****mode(3) : rotation****Figure IV.2 : Mode de déformation de la structure****➤ Deuxième disposition**

Pour améliorer le comportement de la structure on a essayé la disposition suivante, après avoir redimensionné les poteaux,

**Figure IV.3: 2^{ème} Disposition des voiles**

mode	période	Masses cumulées (%)			Masses modales(%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.69	57	6.07	0.0000	57.00	6.07	0.0000
2	0.59	57.90	64.12	0.0000	0.9	58.05	0.0000
3	0.52	73.51	71.46	0.0000	15.61	7.34	0.0000
4	0.21	85.33	72.85	0.0000	11.82	1.39	0.0000
5	0.18	85.67	81.61	0.0000	0.34	8.78	0.0000
6	0.15	87.10	89.36	0.0000	1.42	7.73	0.0000
7	0.12	92.84	89.80	0.0000	5.74	0.44	0.0000
8	0.09	93.52	90.77	0.0000	0.68	0.96	0.0000
9	0.08	93.65	95.01	0.0000	0.13	4.24	0.0000
10	0.07	96.49	95.40	0.0000	2.84	0.39	0.0000

Tab IV.4 Résumé des résultats de la deuxième disposition

-Analyse des résultats :

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon x x, et le deuxième selon yy.

Les figures ci-après représentent le comportement de la structure.



Mode(1) : translation dans

Le sens x-x

mode(2) : translation dans

le sens y-y

mode(3) : rotation

Figure IV.4 : Mode de déformation de la structure

IV.2.2.3.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 99/2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par méthode statique équivalente.

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1983.05	2357.29	1885.83	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	2245.04	2357.29	1885.83	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

Tab IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

❖ **Justification de l'interaction voiles portiques :**

Les tableaux (Tab IV.6) et (Tab IV.7) montre respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA 99/2003 exige pour les constructions à contreventement mixtes, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

• **Sous charges verticales :**

Niveaux	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	39535.81	5346.09	88.08	11.72
1 ^{er} étage	34007.53	4459.24	88.41	11.59
2 ^{ème} étage	28810.04	3533.89	88.02	11.98
3 ^{ème} étage	19342.61	2895.00	87.11	12.89
4 ^{ème} étage	14764.82	2370.52	86.98	13.02
5 ^{ème} étage	14808.15	2370.52	86.16	13.84
6 ^{ème} étage	10493.21	1644.55	86.45	13.55
7 ^{ème} étage	6259.42	1068.61	85.42	14.58
8 ^{ème} étage	3013.29	450.76	86.99	13.01

Tab IV.6 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

- **Sous charges horizontales :**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1221.23	761.82	61.58	38.42	1214.62	1030.42	54.10	45.90
1 ^{er} étage	869.00	1045.69	45.38	54.62	682.91	1495.45	31.35	68.65
2 ^{ème} étage	963.88	834.15	53.61	46.39	772.90	1282.56	37.60	62.40
3 ^{ème} étage	905.37	745.95	54.83	45.17	735.32	1160.00	38.80	61.20
4 ^{ème} étage	920.88	543.31	62.89	37.11	770.48	914.56	45.72	54.28
5 ^{ème} étage	754.03	484.63	60.87	39.13	640.96	778.48	45.15	54.85
6 ^{ème} étage	736.92	233.31	75.95	24.05	658.21	449.62	59.41	40.59
7 ^{ème} étage	463.88	203.47	69.51	30.49	390.72	357.36	52.23	47.77
8 ^{ème} étage	366.61	36.74	90.89	9.11	342.83	50.25	87.22	12.78

Tab IV.7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

- ❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec : N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Résistance caractéristique béton = 25 MPa

niveau	Nd	A	ν	remarque
RDC	2498.68	65*60	0.25	vérifiée
1 ^{er} étage	1721.96	60*55	0.20	vérifiée
2 ^{ème} étage	1375.66	60*55	0.16	vérifiée
3 ^{ème} étage	1165.80	55*50	0.16	vérifiée
4 ^{ème} étage	962.72	55*50	0.14	vérifiée
5 ^{ème} étage	761.02	50*45	0.13	vérifiée
6 ^{ème} étage	565.09	50*45	0.10	vérifiée
7 ^{ème} étage	369.40	45*40	0.08	vérifiée
8 ^{ème} étage	217.47	45*40	0.04	vérifiée

Tab IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.

❖ Calcul des déplacements :

D'après RPA99/2003, le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé

$$\text{par : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

$$\Delta_k < 1\% \times h_k$$

h_k : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0.1	0.5	0	0.5	408	0.0012	0.1	0.5	0	0.5	0.0012
1 ^{er} étage	0.26	1.3	0.5	0.8	306	0.0026	0.24	1.2	0.5	0.7	0.0023
2 ^{ème} étage	0.44	2.2	1.3	0.9	306	0.0029	0.38	1.9	1.2	0.7	0.0023
3 ^{ème} étage	0.62	3.1	2.2	0.9	306	0.0029	0.50	2.8	1.9	0.9	0.0029
4 ^{ème} étage	0.82	4.1	3.1	1.0	306	0.0033	0.74	3.7	2.8	0.9	0.0029
5 ^{ème} étage	1.0	5.0	4.1	0.9	306	0.0029	0.9	4.5	3.7	0.8	0.0026
6 ^{ème} étage	1.16	5.8	5.0	0.8	306	0.0026	1.08	5.4	4.5	0.9	0.0029
7 ^{ème} étage	1.32	6.6	5.8	0.8	306	0.0026	1.24	6.2	5.4	0.8	0.0026
8 ^{ème} étage	1.44	7.2	6.6	0.6	306	0.002	1.38	6.9	6.2	0.7	0.0029

Tab IV.9 : Vérification du déplacement.

Nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

	Niv	H _k (m)	P _k (KN)	V _k (KN)		Δ _k (m)		θ	
				xx	yy	xx	yy	xx	yy
RDC	4.08	4.08	44881.90	1983.05	2245.04	0.005	0.004	0.027	0,019
1er	7.14	3,06	38466.77	1914.69	2178.36	0.008	0.007	0.052	0,04
2 ^{ème}	10.20	3,06	32731.60	1798.03	2055.46	0.009	0.008	0.053	0,042
3 ^{ème}	13.26	3,06	27419.52	1651.32	1895.33	0.009	0.009	0.048	0,042
4 ^{ème}	16,32	3,06	22237.61	1464.19	1685.05	0.010	0.008	0.049	0,034
5 ^{ème}	19.38	3,06	17135.33	1238.66	1419.47	0.009	0.009	0.041	0,035
6 ^{ème}	22.44	3,06	12137.76	970.23	1107.82	0.008	0.008	0.033	0,028
7 ^{ème}	25.50	3,06	7328.03	667.35	748.08	0.008	0.007	0.028	0,022
8 ^{ème}	28.56	3,06	3464.05	403.35	393.08	0.006	0.007	0.016	0,020

Tab I IV.10 : Vérification des effets P-Δ

La condition donnée ci-dessus est vérifiée, donc la vérification n'est pas nécessaire.

IV.3. Conclusion :

L'étude dynamique de notre structure était un vrai défi, et ce pour raison de l'aspect architectural non symétrique, et des décrochements que présente la structure pour la disposition des voiles.

À l'aide du logiciel ROBOT millenium, et après plusieurs tentatives ; on est arrivé à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure en satisfaisant les exigences du RPA.

V.1 Introduction :

Les éléments désignés sous le nom d'éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble, ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

V.2 .Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

N_{\max} —————→ M correspondant

N_{\min} —————→ M correspondant

M_{\max} —————→ N correspondant

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

V.2.1 Recommandations du RPA99 :**a- Les armatures longitudinales**

Selon le RPA :

-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 12mm

-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

b_1, h_1 : Dimension de la section transversale du poteau.

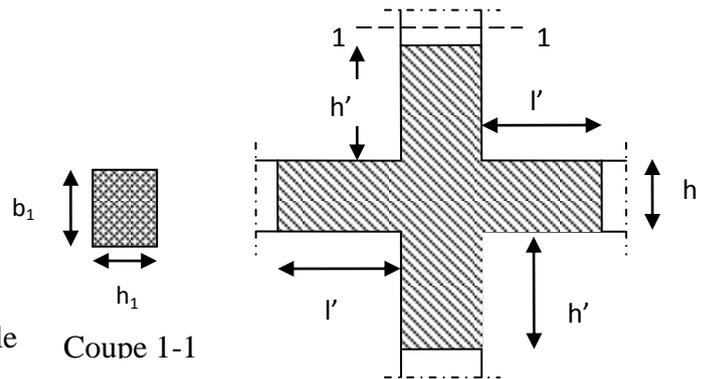


Figure. V.1 : Zone nodale

Pour notre projet, les valeurs numériques extraites en respectant les exigences du RPA, sont mentionnées dans le tableau suivant:

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous sol, RDC	65*60	31.2	156	234
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	60*55	26.4	132	198
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	55*50	22	110	165
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	50*45	18	90	135
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	45*40	14.4	72	108

Tab V.1 : section minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

b-Armatures transversales

Selon RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 déterminé 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 :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b ; dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f ; longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ 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.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux.

Les résultats résumés dans le tableau suivant sont obtenues à laide du logiciel ROBOT :

étage	com	Mmax-N _{corr}		com	Nmax-M _{corr}		com	N _{min} -M _{corr}	
		M	N		N	M		N	M
		(KN.m)	(KN)		(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)
RDC	3	159.88	2498.68	3	2498.68	159.88	6	-1434.2	125.03
1 ^{er} , 2 ^{eme}	3	89.82	905.27	3	1721.96	59.69	3	-872.81	47.77
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	4	88.93	252.20	1	1165.80	19.86	6	-292.65	28.74
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	3	74.78	100.95	1	761.02	17.74	6	-34.81	18.55
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	4	58.34	77.90	1	369.40	14.96	6	-61.31	13.72

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

V.2.3 Ferrailage des poteaux :

a-Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans sous la combinaison la plus défavorable. Les résultats obtenus à laide de socotec sont récapitulés dans le tableau suivant :

niveaux	Section des poteaux	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Nombre de barres	A _{adop} (cm ²)
Sous-sol RDC	60*65	41.23	31.2	4HA25+8HA20	44.77
1 ^{ere} 2 ^{eme} , étage	55*60	25.01	26.4	8HA20+4HA14	29.75
3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	50*55	6.73	22.0	8HA20	25.13
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45*50	1.74	18.0	4HA20+4HA16	20.61
7 ^{eme} , 8 ^{eme} etage	40*45	1.93	14.4	8HA16	16.04

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

b-Armatures transversales

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91/99, le diamètre des armatures transversales sont calculées en respectant la formule donnée précédemment, les résultats sont mentionnés dans le tableau :

Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (m)	λ_g	V_u (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t cm ²	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adopt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
60*65	2.5	2.85	4.39	208.59	10	15	6.00	6.28	6.79	8HA10
55*60	2	2.14	3.57	90.05	10	15	2.81	6.28	6.79	8HA10
50*55	1.4	2.14	3.93	68.29	10	15	2.31	4.67	4.71	6HA10
45*50	1.6	2.14	4.28	63.29	10	15	2.36	3.60	4.71	6HA10
40*45	1.6	2.14	4.76	61.01	10	15	2.54	2.43	4.71	6HA10

Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux

V.2.4. Vérifications :

a- Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Selon le CBA 93, l'effort agissant ultime d'un poteau égal à :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r :Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
Sous-sol RDC	60*65	4.08	2.86	0.180	15.84	0.81	44.77	3654	13745.00	2874.47
1 ^{er} étage	55*60	3.06	2.142	0.160	12.91	0.82	29.75	3074	11480.00	1967.74
2 ^{ème} étage	55*60	3.06	2.142	0.160	12.91	0.82	29.75	3074	11480.00	1425.68
3 ^{ème} étage	50*55	3.06	2.142	0.151	14.14	0.82	25.13	2544	9471.52	981.83
4 ^{ème} étage	50*55	3.06	2.142	0.151	14.14	0.82	25.13	2544	9471.52	777.07
5 ^{ème} étage	45*50	3.06	2.142	0.136	15.64	0.81	20.61	2064	7644.47	613.30
6 ^{ème} étage	45*50	3.06	2.142	0.136	15.64	0.81	20.61	2064	7644.47	454.13
7 ^{ème} étage	40*45	3.06	2.142	0.130	17.41	0.81	16.04	1634	5995.18	301.84
8 ^{ème} étage	40*45	3.06	2.142	0.130	17.41	0.81	16.04	1634	5995.18	187.25

Tab V.5 : Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$. Donc le risque de flambement n'est pas prévu.

b- Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ;$$

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A_s \times d + A'_s \times d')}{b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)} ;$$

$$v' = h - v$$

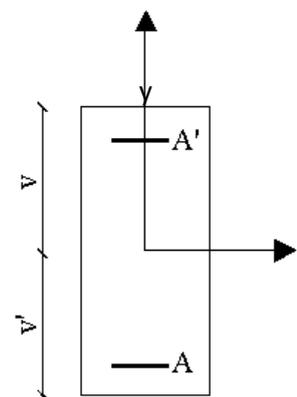


Figure. V.2 : Section d'un poteau

$$d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous-sol, RDC	60*65	58.5	44.77	36.32	28.68	0.0176	1301.58	26.47	3.88	15
1 ^{er} étage	55*60	54.0	29.75	32.86	27.14	0.0122	1164.65	27.94	4.28	15
2e étage	55*60	54.0	29.75	32.86	27.14	0.0122	995.42	30.25	3.83	15
3e étage	50*55	49.5	25.13	30.57	24.43	0.0088	843.35	23.95	3.90	15
4e étage	50*55	49.5	25.13	30.57	24.43	0.0088	696.28	29.74	3.57	15
5e étage	45*50	45.0	20.61	28.31	21.69	0.0062	550.19	23.64	3.53	15
6e étage	45*50	45.0	20.61	28.31	21.69	0.0062	408.35	29.61	3.17	15
7e étage	40*45	40.5	16.04	26.07	18.92	0.0042	266.69	22.49	2.88	15
8e étage	40*45	40.5	16.04	26.07	18.92	0.0042	160.05	31.59	2.85	15

Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c- Vérification aux sollicitations tangentielles

La contrainte de cisaillement conventionnelle du calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous-sol RDC	60*65	2.86	4.39	0.04	58.5	208.59	0.59	1	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55*60	2.142	3.57	0.04	54.0	90.05	0.30	1	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50*55	2.142	3.89	0.04	49.5	68.29	0.27	1	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45*50	2.142	4.28	0.04	45.0	63.29	0.31	1	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40*45	2.142	4.76	0.04	40.5	61.01	0.37	1	vérifiée

Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

- **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**

❖ RDC:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(68 ; 60 ; 65 ; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$$

- ❖ 1^{ère}, 2^{ème} étage :
 $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
 $h' = \max(51 ; 55 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- ❖ 3^{ème}, 4^{ème} étage :
 $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
 $h' = \max(51 ; 50 ; 55 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- ❖ 5^{ème}, 6^{ème} étage :
 $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
 $h' = \max(51 ; 45 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- ❖ 7^{ème}, 8^{ème} étage :
 $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
 $h' = \max(51 ; 40 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

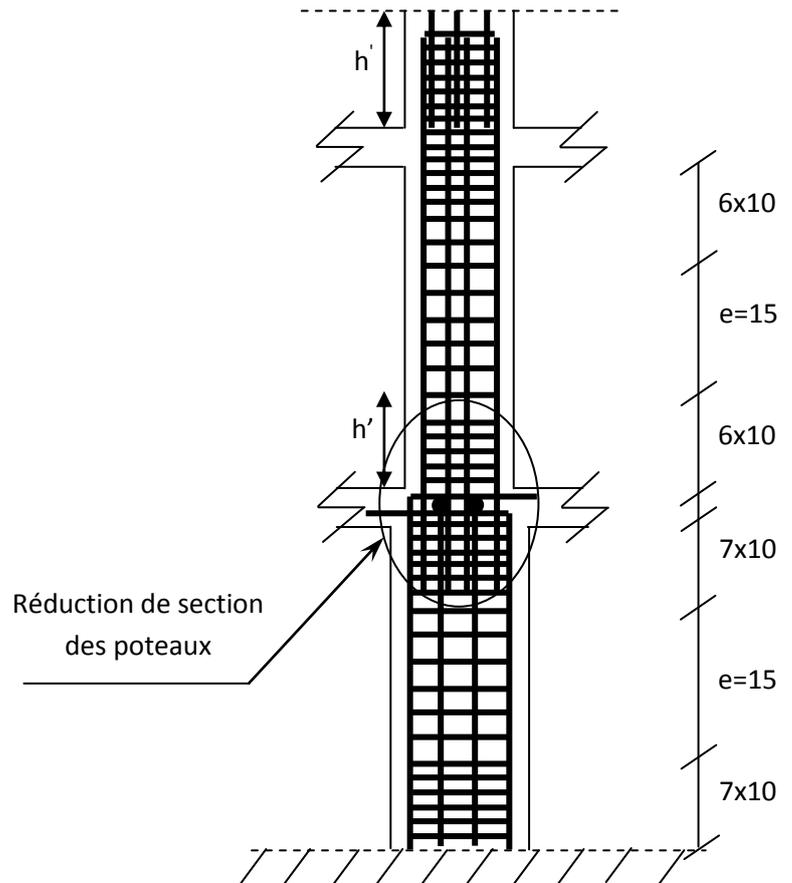


Figure V.3 : Coupe longitudinale

V.2.5. Schéma de ferrailage

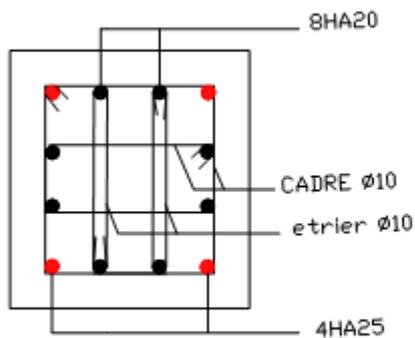


Schéma de ferrailage Des poteaux de RDC et du Sous-sol

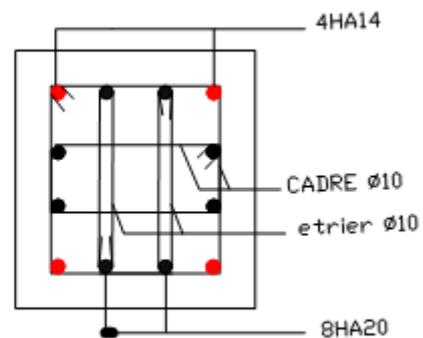


schéma de ferrailage des poteaux de 1^{er} et 2^{ème} étage

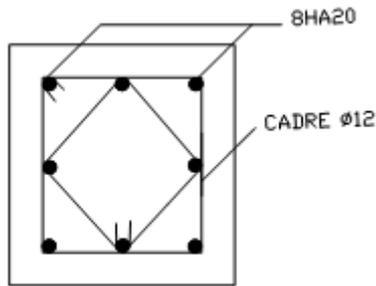


Schéma de ferrailage des poteaux de
3^{ème} et 4^{ème} étage.

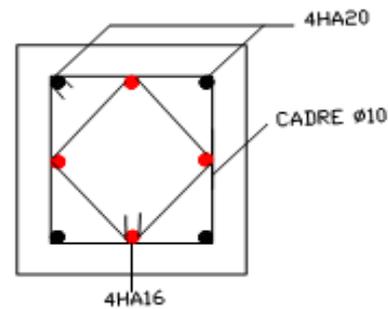


schéma de ferrailage des poteaux de
5^{ème} et 6^{ème} étage.

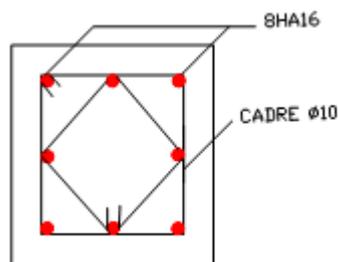


Schéma de ferrailage des poteaux de
7^{ème} et 8^{ème} étage.

Figure V.4. Schémas de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par les BAEL91/99. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT 2013, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 :

- 1) $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8 \times G + E$
- 6) $0.8 \times G - E$

V. 3.1. Recommandation du RPA99/2003 :**a- Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

b- Ferrailage :**❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre 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 II_a.

Avec ϕ_{\max} :este le diamètre maximale utilise.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé 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.

Pour notre projet, les valeurs numériques extraites en respectant les exigences du RPA, sont mentionnées dans le tableau suivant:

Niveau	poutres	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) zone courante	A_{\max} (cm ²) zone de recouvrement
Etages de service	principales	6	48	72
	secondaires	5.25	42	63
Etage d'habitation	principales	6	48	72
	secondaires	5.25	42	63
terrasse	principales	6	48	72
	secondaires	5.25	42	63

Tab V.8: sections minimales et maximales dans les poutres exigées par le RPA.

❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ (Zone II).}$$

- En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

-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.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui.

V.3.2.Ferraillage des poutres :

V.3.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)	$M_{\text{travé}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
Etg-service	88.20	85.56	118.56	50.51	60.43	161.21
Etg-habitation	90.02	85.64	122.14	59.66	62.92	163.89
Etg-terrasse	41.10	61.90	80.04	25.86	56.00	102.96

Tab V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

V.3.2.2. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le SOCOTEC. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Etage de Service	Principale	30×40	Appui	6.59	6	2HA16 + 1HA20 = 7.16
			Travée	6.81		2HA16 + 1HA20 = 7.16
	Secondaire	30×35	Appui	5.29	5.25	2HA16 + 1HA14 = 5.56
			Travée	4.37		2HA16 + 1HA14 = 5.56
Etage D'habitation	Principale	30×40	Appui	6.60	6	2HA16 + 1HA20 = 7.16
			Travée	6.97		2HA16 + 1HA20 = 7.16
	Secondaire	30×35	Appui	5.52	5.25	2HA16 + 1HA14 = 5.56
			Travée	5.22		2HA16 + 1HA14 = 5.56
Etage Terrasse	Principale	30×40	Appui	4.67	6	3HA16 = 6.03
			Travée	3.05		3HA16 = 6.03
	Secondaire	30×35	Appui	4.88	5.25	2HA16 + 1HA14 = 5.56
			Travée	2.18		2HA16 + 1HA14 = 5.56

Tab V.10: Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \Phi_l$$

$$\Phi_l = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2.0 = 80\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 65\text{cm}.$$

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

V.2.2.3. Les armatures transversales :

D'après le BAEL91 ; pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

- ❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(2.0; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.00 \Rightarrow \phi = 8mm.$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40cm) = 32.40 cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58cm.$$

Selon le RPA 99/2003, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm, \text{ On adopte un espacement de } 15cm \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\min}\right) = 10 cm. \text{ On adopte } S_t = 10cm \text{ en zone nodale.}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l' = 2 \times h = 80cm$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.57cm^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.3.3. Vérifications à l'ELU :**V.3.3.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 cm^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 cm^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible: $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	122.14	1.13	Vérifiée
Secondaires	163.89	1.73	Vérifiée

Tab V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Remarque : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	7.16	122.14	85.64	3.51	-4.08	Vérifiée
Secondaires	5.56	163.89	62.92	4.71	-0.87	Vérifiée

Tab V.12 : Vérification au cisaillement.

Remarque: Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.3.4. Vérifications à l'ELS :

V.3.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2, \frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0$$

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	54.18	78776.18	12.86	8.84	15
	Travées	25.91	78776.18	12.86	4.22	15
Poutres secondaires	Appuis	39.25	37097.00	10.74	11.36	15
	Travées	20.07	37097.00	10.74	5.81	15

Tab V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton

V.3.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91 et du CBA 93. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

✓ **Poutres principales :**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} = 0.047 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0066 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche s'avère inutile.

✓ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.0875 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.0875 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.047 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00579 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche s'avère inutile.

V.3.5. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/2003, dont le but est de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

a- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend

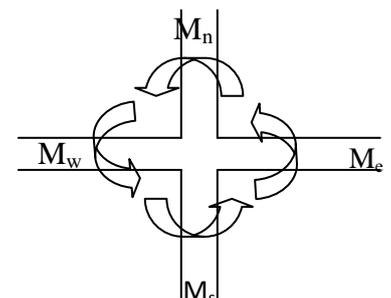


Figure V.5 : La zone nodale

essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h(m)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	M _s (KN.m)	M _r + M _s (KN.m)
Sous sol, RDC	0.65	0.552	44.77	854.946	854.946	1709.892
1 ^{er} , 2 ^{ème} , étage	0.6	0.51	29.75	528.003	528.003	1056.006
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	0.55	0.467	25.13	408.839	408.839	817.678
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	0.50	0.425	20.61	304.821	304.821	609.642
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	0.45	0.382	16.04	213.508	213.508	427.016

Tab V.14 : Moments résistant dans les poteaux

b- Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	poutres	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25 × (M _w + M _e) (KN.m)
RDC	Principales	84.717	84.717	211.795
	secondaire	57.562	57.562	143.905
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	Principales	84.717	84.717	211.795
	secondaire	57.562	57.562	143.905
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	Principales	84.717	84.717	211.795
	secondaire	57.562	57.562	143.905
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	Principales	84.717	84.717	211.795
	secondaire	57.562	57.562	143.905
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	Principales	71.346	71.346	178.365
	secondaire	57.562	57.562	143.905

Tableau V.15: Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V 3.6. Exemple de ferrailage d'une poutre secondaire de terrasse.

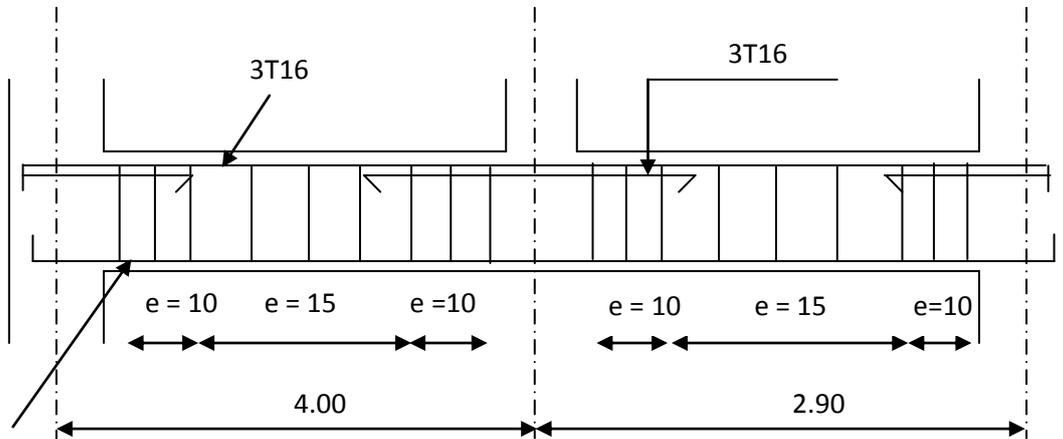


Figure V.6 : Disposition constructive des poutres

V. 3.6 Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage des poutres principales, secondaires, est donné dans le tableau suivant :

a-ferrailage des poutres d'étage de services et d'habitations :

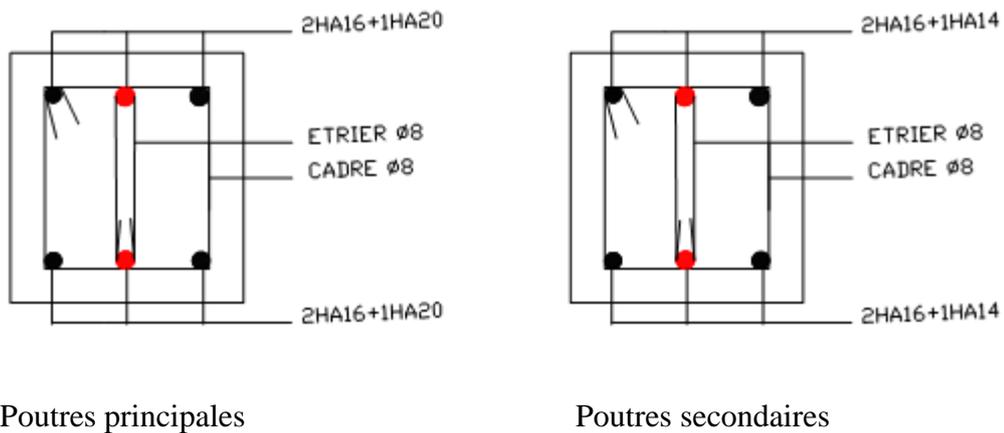
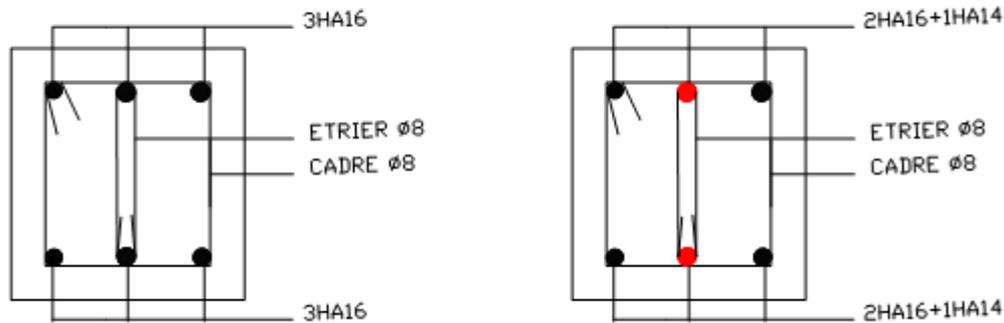


Figure V.7: Schéma de ferrailage des poutres de service et d'habitation

b-ferraillage des poutres d'étage terrasse :

Poutres principales

poutres secondaires

Figure V.8: Schéma de ferraillage des poutres terrasse**V. 4 Etude des voiles :****V. 4.1 Introduction :**

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité é dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, de ce point de vue ; il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.2 Recommandation du RPA :**a- Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être attachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile $s_t < e$

-A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c-Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

d-Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux:

$$A_{\min} = 0.15\% * e * h \quad \text{dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% * e * h \quad \text{dans la zone courante}$$

-Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles est : $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$.

-L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

-Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins 4 épingles/ m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

V.4.2. ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, plusieurs méthodes ont été proposées, afin d'adopter la plus fiable, telle que ; le calcul du ferrailage à l'aide des contraintes de traction dans les voiles, le calcul du ferrailage à l'aide de l'application ROBOT après avoir extrait les valeurs de (M,N,V) et en fin ,le calcul du ferrailage à l'aide de ROBOT (ferrailage automatique).

On optera pour le ferrailage automatique à l'aide du ROBOT, et ce pour raison qu'il nous permet d'avoir des résultats plus fiable, car le logiciel avant de se lancer dans les calculs, extrait les résultats obtenus, en faisant une assimilation globale d'état de contrainte possibles qui se forment sous les différents cas possibles.

❖ Exemple de ferrailage d'un voile (V1):

L'extraction des valeurs de logiciel se fait comme suit :

-commande dimensionnement → Ferrailage Dalle/voile BA... → Sélectionner les voiles → isoler → Copier la liste du panneau → Coller sur l'endroit approprié dans la fenêtre ferrailage des plaques et coques → Calculer.

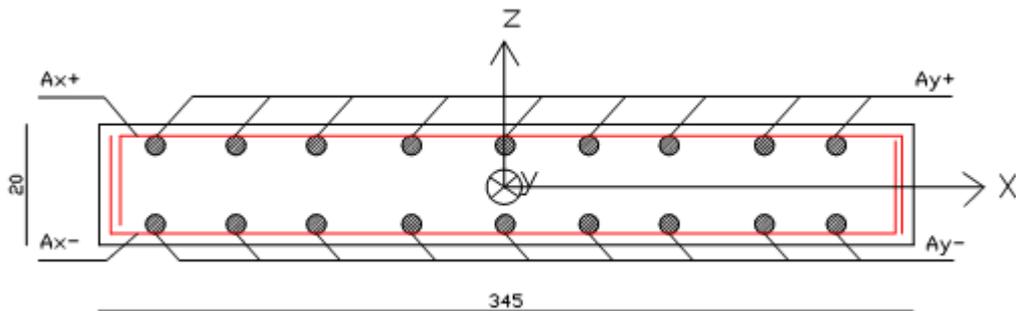


Figure V.9 : Section du voile (V1)

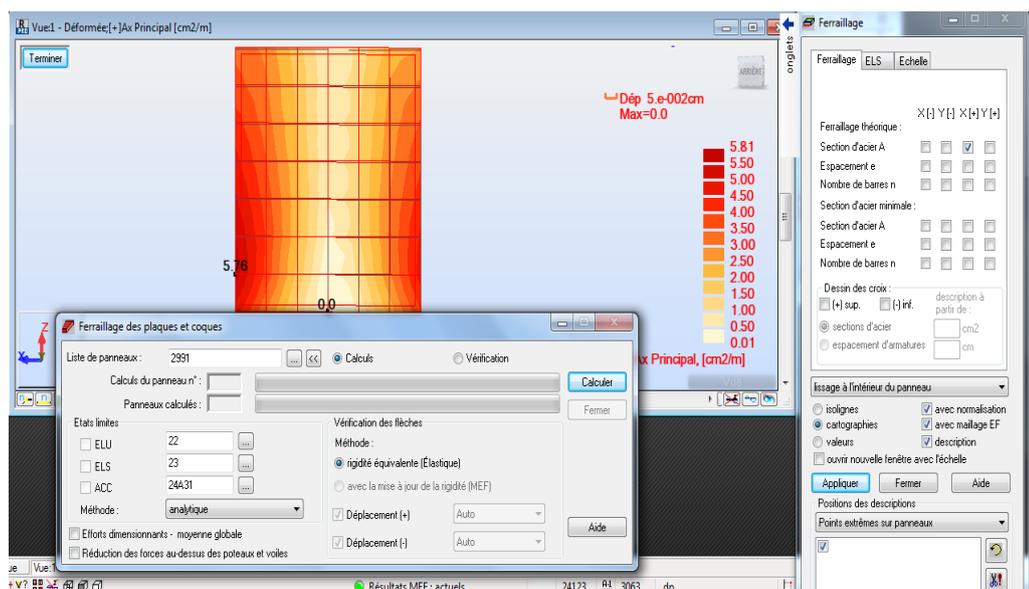


Figure V.10 : Fenêtre de ferrailage automatique du voile(V1)

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

❖ **Voile V₁ :**

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*345	10.35	2.12	2.12	7HA14 e=15cm	3	5.76	5.76	5HA14 e=20cm
1 et 2	20*345	10.35	1.42	1.42	7HA14 e=15cm	3	3.88	3.88	5HA10 e=20cm
3 et 4	20*345	10.35	0.90	0.90	7HA14 e=15cm	3	1.56	1.56	5HA10 e=20cm
5 et 6	20*345	10.35	0.81	0.81	7HA14 e=15cm	3	0.93	0.93	5HA10 e=20cm
7 et 8	20*345	10.35	0.71	0.71	7HA14 e=15cm	3	0.85	0.85	5HA10 e=20cm

Tab V.16 : Résultats du ferrillage du voile V₁

❖ **Voile V₂ :**

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*290	8.7	3.46	3.46	7HA14 e=15cm	3	9.35	9.35	7HA14 e=15cm
1 et 2	20*290	8.7	2.83	2.83	7HA14 e=15cm	3	7.00	7.00	7HA12 e=15cm
3 et 4	20*290	8.7	1.95	1.95	7HA14 e=15cm	3	3.24	3.24	7HA10 e=15cm
5 et 6	20*290	8.7	0.88	0.88	7HA14 e=15cm	3	1.16	1.16	7HA10 e=15cm
7 et 8	20*290	8.7	0.76	0.76	7HA14 e=15cm	3	0.80	0.80	7HA10 e=15cm

Tab V.17: Résultats du ferrillage du voile V₂

❖ Voile V₃:

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*320	9.6	2.61	2.61	7HA14 e=15cm	3	5.55	5.55	5HA12 e=20cm
1 et 2	20*320	9.6	2.58	2.58	7HA14 e=15cm	3	4.45	4.45	5HA12 e=20cm
3 et 4	20*320	9.6	1.83	1.83	7HA14 e=15cm	3	1.92	1.92	5HA10 e=20cm
5 et 6	20*320	9.6	1.66	1.66	7HA14 e=15cm	3	0.84	0.84	5HA10 e=20cm
7 et 8	20*320	9.6	1.33	1.33	7HA14 e=15cm	3	1.51	1.51	5HA10 e=20cm

Tab V.18 : Résultats du ferrailage du voile V₃❖ Voile V₄:

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*90	2.7	11.54	11.54	7HA16 e=20cm	3	5.05	5.05	7HA14 e=20cm
1 et 2	20*90	2.7	5.88	5.88	7HA14 e=15cm	3	9.54	9.54	7HA14 e=15cm
3 et 4	20*90	2.7	6.23	6.23	7HA14 e=15cm	3	8.55	8.55	7HA14 e=15cm
5 et 6	20*90	2.7	6.16	6.16	7HA12 e=15cm	3	7.50	7.50	7HA12 e=15cm
7 et 8	20*90	2.7	5.38	5.38	7HA12 e=15cm	3	6.33	6.33	7HA12 e=15cm

Tab V.19 : Résultats du ferrailage du voile V₄

❖ Voile V₅:

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*110	3.3	9.37	9.37	7HA14 e=15cm	3	2.74	2.74	5HA12 e=20cm
1 et 2	20*110	3.3	6.77	6.77	7HA14 e=15cm	3	4.60	4.60	5HA12 e=20cm
3 et 4	20*110	3.3	7.37	7.37	7HA14 e=15cm	3	4.71	4.71	5HA12 e=20cm
5 et 6	20*110	3.3	5.43	5.43	7HA10 e=15cm	3	4.22	4.22	5HA12 e=20cm
7 et 8	20*110	3.3	4.07	4.07	7HA10 e=15cm	3	3.21	3.21	5HA12 e=20cm

Tab V.20 : Résultats du ferrillage du voile V₅❖ Voile V₆:

Etage	Section (cm ²)	Armatures verticales				Armatures horizontales			
		A _{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{adop}	A _{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{adop}
RDC	20*120	3.6	1.79	1.79	5H12 e=20cm	3	5.03	5.03	5H12 e=20cm
1 et 2	20*120	3.6	2.36	2.36	5H12 e=20cm	3	4.52	4.52	5H12 e=20cm
3 et 4	20*120	3.6	2.48	2.48	5H12 e=20cm	3	3.52	3.52	5H10 e=20cm
5 et 6	20*120	3.6	2.46	2.46	5H12 e=20cm	3	2.82	2.82	5H10 e=20cm
7 et 8	20*120	3.6	2.54	2.54	5H12 e=20cm	3	2.94	2.94	5H10 e=20cm

Tab V.21 : Résultats du ferrillage du voile V₆

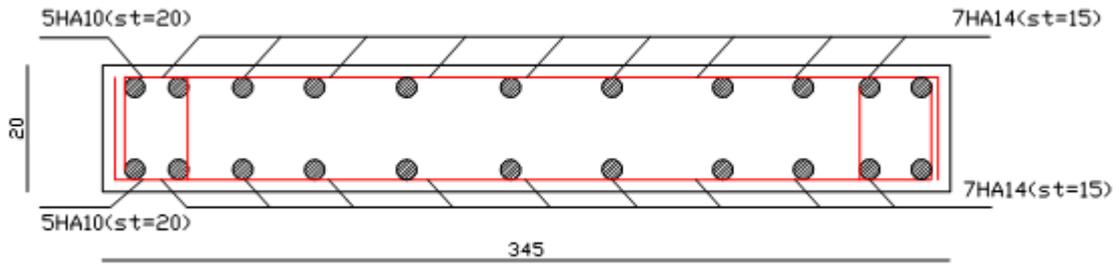
V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage :

Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile(V1) de 1^{er} et 2^{ème} étage.

V. 5.Conclusion :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles représentent donc la partie la plus essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en basant sur les paramètres suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- L'importance du bâtiment.
- Les dimensions des trames.
- La profondeur du bon sol

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

Le rapport du sol, indique que la contrainte admissible est estimée à 1.00 bars à partir d'un ancrage de 3.20m de profondeur, et 1.50bars à partir de 4.40m de profondeur.

D'après le RPA 99, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Ainsi que les combinaisons exigées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5 Q$
- $G + Q$

VI.3 Vérifications :**VI.3.1 Semelles isolées :**

Pour la semelle la plus sollicitée, on calcule : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec ; N : l'effort normal agissant sur la semelle extrait du robot.

S : surface de la semelle

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

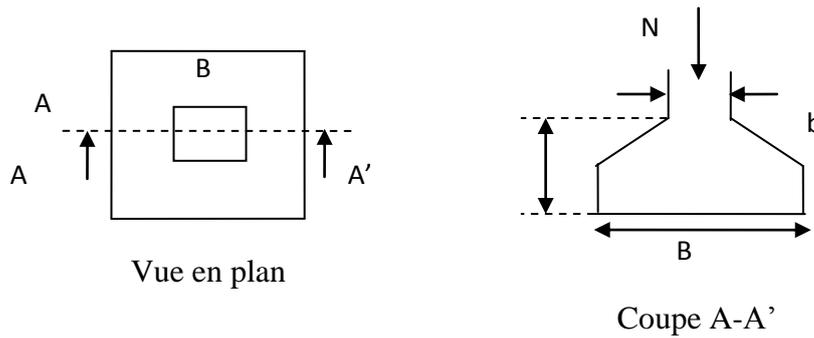


Figure VI. 1 : La semelle la plus sollicitée

$$S = A \times B.$$

$N = 2553.505 \text{KN}$ (tiré du logiciel)

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}, \text{ On a une semelle et un poteau homothétique : } \frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{2.553}{0.1}} = 5.25 \text{m}$$

On constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer aux semelles filantes.

VI.3.2 .Semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

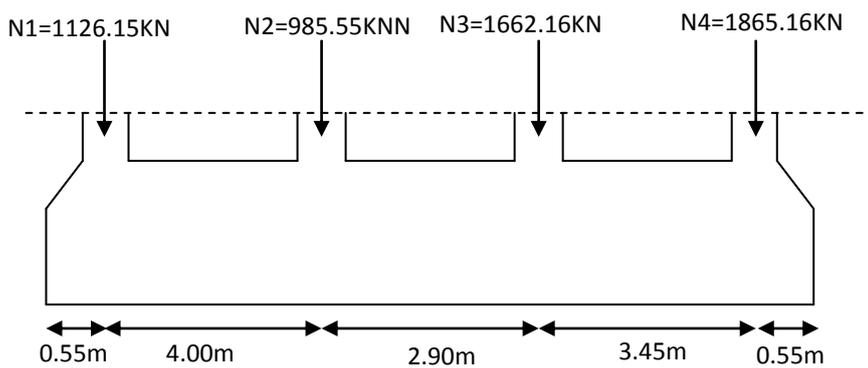


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 5639.02 \text{KN}$$

$$L = 11.45 \text{m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5.639}{0.1 \times 11.45} = 4.92m$$

Donc la largeur de notre semelle égale à 4.85m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général.

VI.3.3 .Radier général :

Le radier est une fondation qui travaille comme un plancher renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, le poids propre du radier est considéré comme une charge favorable.

On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

❖ Pré dimensionnement

➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm \quad \text{Soit : } h_r = 50cm.$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5cm \quad \text{Soit : } h_r = 35cm.$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

➤ Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{\max} ;$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier

(Rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} ;$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7$ KN/m.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen.

$$K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}$$

I : Inertie de la section du radier.

$$\text{On a : } I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

Donc : $h = 0.631$

Donc on prend:

Pour les nervures et radier : $h_t = 70\text{cm}$

Pour le radier : $h_r = 35\text{cm}$.

-La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44211.33}{100}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 442.11\text{m}^2$$

Du socotec, on a trouvé que La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 380.83\text{kn}$

$S_{rad} \geq S_{bat}$ Donc le radier aura besoin d'un débord

Avec, $D \geq \max(h/2 ; 30\text{cm})$

$$S_{rad} \leq S_{bat} + D \cdot p \Rightarrow D = 0.706\text{m}$$

on prend : $D = 75\text{cm} \Rightarrow S_{rad} = 445.77\text{m}^2$

➤ Vérification nécessaire :

a-Vérification au poinçonnement :

Le BAEL préconise que Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$\text{On doit vérifier : } N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h \\ B = b + h \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.3\text{m}$$

Nous avons : $N_u = 2553.505 \leq 2782.5\text{KN}$.

b-Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{44211.33 * 4.50}{2 * 445.77} = 223.15 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{224.537 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.354 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal :

$$\sigma_m = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$I_x = 19651.73 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10.44 \text{ m.}$$

$$I_y = 19651.73 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 10.44 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N_U : Effort normal dû aux charges verticales.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

• Sens X-X :

$$N = 44211.33 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 34054.90 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * x_G = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * x_G = 0.081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.100 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sens Y-Y :**

$$N = 44211.33KN \text{ et } M_x = 38108.15KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0.119MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0.079MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.099MPa < \bar{\sigma}_{Sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

c-Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens y-y :**

$$e = \frac{38108.15}{44211.33} = 0.861m < \frac{24.20}{4} = 6.05m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens x-x :**

$$e = \frac{34054.90}{44211.33} = 0.770m < \frac{24.20}{4} = 6.05m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 44211.33KN$$

$$H = 3.00m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment)}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 445.77m^2 \text{ (surface du radier).}$$

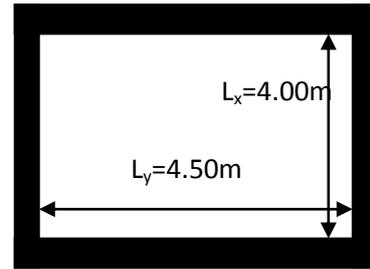
$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N \geq 20059.65KN$ (Condition vérifiée).

❖ **Ferraillage de la dalle du radier :**

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$



➤ **Calcul des sollicitations :**

• $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{53901.45}{445.77} + 1.35 \times 8.75 = 121.14 \text{ KN/m}^2$ **Figure VI.3:** Schéma d'une dalle sur quatre appuis

• $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{39927.001}{445.77} + 8.75 = 98.31 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_o^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 98.96 \\ M_o^y = M_o^x \times \mu_y = 75.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_o^x = 84.11 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_o^y = 64.22 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 M_o^x = -29.69 \text{ KN.m}$

Le ferraillage se fait pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

➤ **condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$: $\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$

Pour les HAFcE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	84.11	7.78	2.95	6HA14=9.24	15
	En appuis	- 30.44	2.76	2.95	4HA12=4.52	25
Sens yy	En travée	65.86	6.05	2.80	6HA12=6.79	15
	En appuis	-30.44	2.76	2.80	4HA12=4.52	25

Tab VI.1 : Tableau du ferraillage du radier

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 183.71 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{183.71}{1 \times 0.32} = 465.12 \text{KPa} = 0.57 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad (\text{c'est vérifiée}).$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 176.97 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{176.97}{1 \times 0.32} = 448.06 \text{KPa} = 0.55 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad (\text{c'est vérifiée}).$$

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 201.63 \text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	71.80	11.83	278.99	15	201.63
	M_a	25.34	5.35	194.13	15	201.63
y-y	M_t	60.00	10.96	314.03	15	201.63
	M_a	25.34	5.35	194.13	15	201.63

Tab VII.2. Vérification des contraintes

On remarque que la contrainte de l'acier au niveau des travées n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier de cette dernière.

Par tâtonnement on choisit le ferrailage suivant :

Suivant x-x : $A_s = 5\text{HA}20 = 15.71 \text{cm}^2$

Suivant y-y : $A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{cm}^2$

On refait les calculs et les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
x-x	M_t	73.63	3.29	157.93	15	201.63
	M_a	25.34	5.35	194.13	15	201.63
y-y	M_t	61.54	10.96	171.75	15	201.63
	M_a	25.34	5.35	194.13	15	201.63

Tab VI.3 : Revérification des contraintes

Toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Schéma de ferrailage du radier**

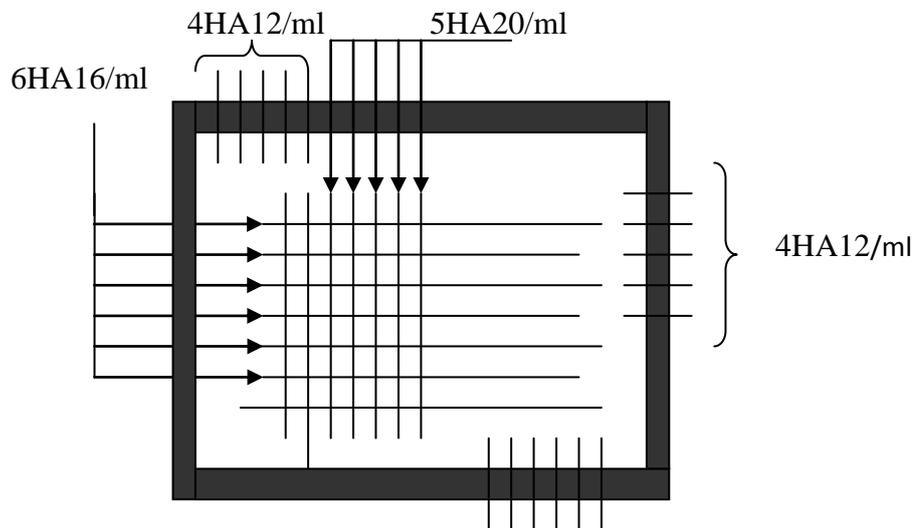


Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier

❖ **Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console de 0.75m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 37.33KN.m$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86cm^2$$

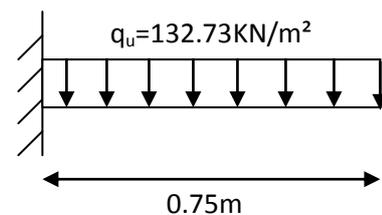


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage est récapitulé dans le tableau suivant :

q_u (KN/m ²)	M_u (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
132.73	37.33	3.39	3.86	4HA12=4.52

Tab VI.4 : ferrailage du débord

• **Vérification des contraintes**

Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
M_t	27.64	3.08	202.97	15	201.63

Tab VI.5 : Vérification des contraintes

On constate que les contraintes de l'acier ne sont pas vérifiées donc on augmente sa section.

On propose $A_s=5HA12=5.65$

On aura les résultats suivants :

Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
M_t	27.64	2.81	163.50	15	201.63

Tab VI.6 : Revérification des contraintes

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 132.73 \times 0.75 = 99.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.311 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{C'est vérifié}).$$

❖ **Calcul des nervures**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est ; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales ou triangulaires. Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties et on ferraille la plus sollicité, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

➤ **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 à $\rho = 0.89 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

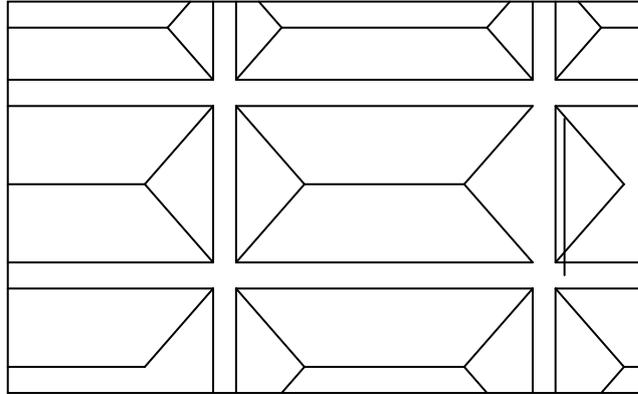


Figure.VI.6: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

-Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

-Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 132.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 98.31 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **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 :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive : $M_a = -0.15 \times M_0$

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

- **Moment en travée**

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

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

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (x-x)**

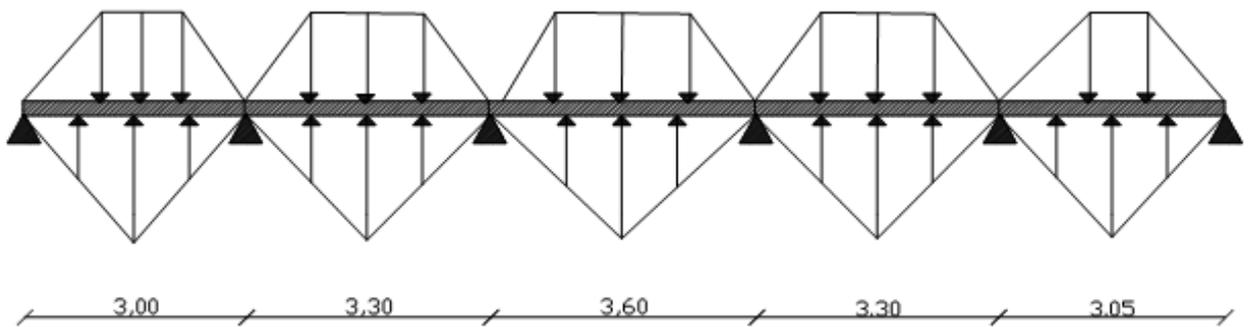


Figure VI.7: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant x-x

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
1	3.00	3.00	276.22	-46.12	-276.97	1.31	159.92
2	3.30	2.64	316.30	-276.97	-304.63	1.62	139.97
3	3.60	2.88	354.72	-304.63	-304.63	1.80	264.27
4	3.30	2.64	316.31	-304.63	-286.63	1.66	134.99
5	3.05	3.05	283.48	-286.63	-49.45	1.80	172.26

Tab VI.7 : Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant x-x

On prend les sollicitations maximales et on les mentionne dans le tableau suivant :

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	264.27	-304.63
Effort tranchant (KN)	834.69	

Tab VI.8: Sollicitations maximales suivant x-x

- **Sens transversal (y-y)**

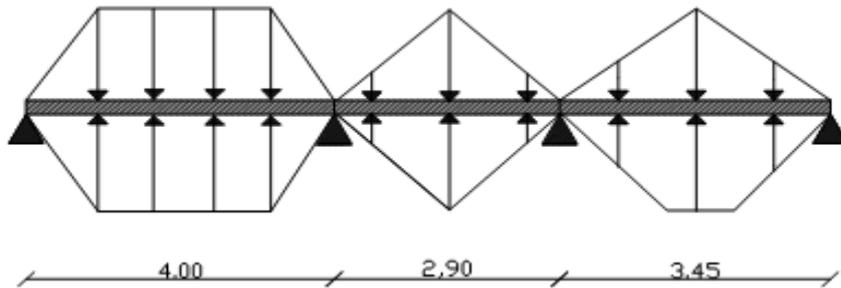


Figure VI.8: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN m)		X (m)	M_t (KN m)
				M_g	M_d		
1	4.00	4.00	409.14	-122.74	-553.98	1.736	494.12
2	2.90	2.32	286.28	-553.98	-313.37	1.72	-120.71
3	3.45	3.45	324.84	-313.37	-72.50	1.93	290.73

Tab VI.9 : Sollicitations sur nervure la plus sollicitée y-y

On prend les sollicitations maximales et on les mentionne dans le tableau suivant :

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	494.12	-553.98
Effort tranchant (KN)	1077.14	

Tab VI.10 : Sollicitations maximales suivant y-y

❖ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.70\text{m}$; $h_0=35\text{cm}$; $b_0=60\text{cm}$; $d=63\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{450}{10}; \frac{400}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45; 200)$$

Soit : $b_1 = 45\text{cm}$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 150\text{cm}$$

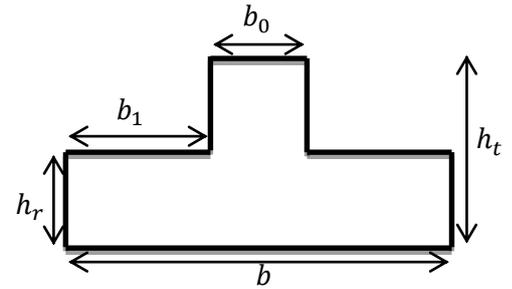


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	264.27	12.18	8HA14=12.32
	appuis	304.63	14.16	8HA16=16.08
Y-Y	Travée	494.12	23.25	10HA20=31.42
	appuis	553.98	26.17	10HA20=31.42

Tab VI.11: Résumé des résultats de ferrillage des nervures de radier.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Suivant x-x

$$V_{\text{max}} = 834.69\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = 0.882\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

Suivant y-y

$$V_{\text{max}} = 1077.14\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = 1.139\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2; 6; 2) = 20\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l_{\text{min}}}\right) \Rightarrow St \leq \min(17.5; 12; 14) = 12\text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$

➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
x-x	M_t	167.78	1.94	103.24	15	201.63
	M_a	214.35	2.52	143.45	15	201.63
y-y	M_t	267.12	2.89	162.34	15	201.63
	M_a	214.35	2.38	143.45	15	201.63

TabVI.12: vérification des contraintes des nervures de radier.

On remarque que les conditions de contraintes dans les deux sens sont vérifiées. -à-dire à la

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 31.42 > 7.87$ (c'est vérifié)

• Schéma de ferrailage des nervures

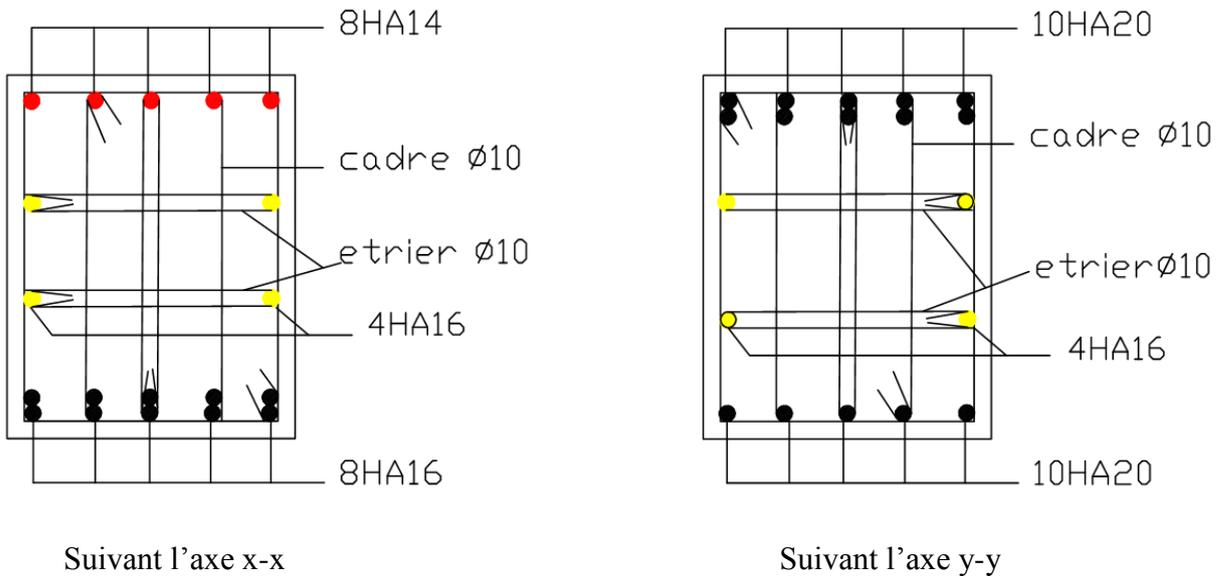


Figure VI.10: Ferrailage des nervures

VI.4. Etude du voile périphérique :

Selon le RPA99, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h = 3.00\text{m}$

La longueur $L = 4.50\text{m}$

L'épaisseur $e = 20\text{ cm}$

VI.4.2. Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 17.00\text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$

La cohésion $c = 0.26\text{ bars}$

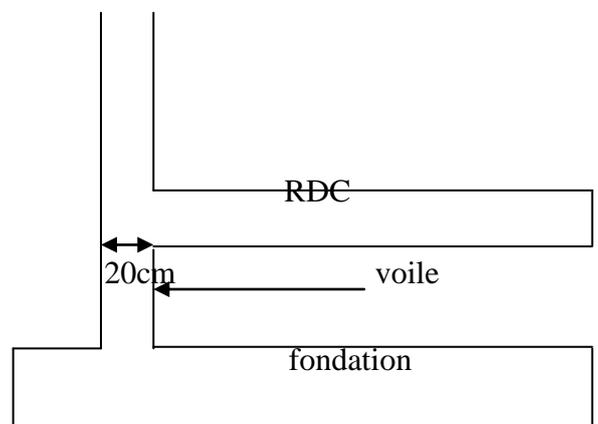


Figure VI.11 : Voile périphérique

VI.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.00 * (17 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}) - 2 * 2.6 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2})) = 9.27 \text{ KN} / \text{ml}$$

➤ **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 2.71 \text{ KN/ml}$$

VI.4.4. 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 L'ELU

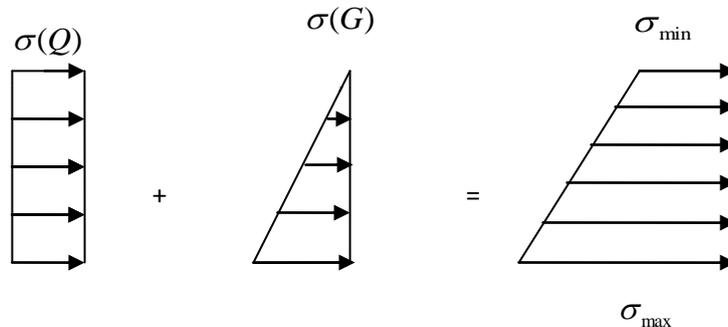


Figure VI. 12 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\min} = 1,5 * Q = 4.06 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1,5 * Q = 16.57 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 13.44 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 = 13.44 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.00 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les 2 sens.}$$

$$\alpha = 0.67 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{o_x} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 8.745 \text{ KN.m} \\ M_{o_y} = M_{o_x} * \mu_y = 3.406 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.85 * M_{o_y} = 7.433 \text{ KN.m} \\ M_{t_y} = 0.85 * M_{o_x} = 2.895 \text{ KN.m} \\ M_{ap} = 0.3 * M_{o_x} = 2.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Sens	-	M (KN*m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
XX	travée	7.43	1.19	2	5HA8=2.51
	appui	2.62	0.41	2	5HA8=2.51
YY	travée	2.89	0.46	2	5HA8=2.51
	appui	2.62	0.41	2	5HA8=2.51

Tab VI.13 : Ferrailage du voile périphérique

➤ **Espacement**

En travée :

Armature // Lx : St=20cm

Armature // Ly : St=20cm

Aux appuis :

Armature // Lx: St=25cm

Armature // Ly: St=25cm

VI.4.5. Vérifications nécessaires :

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{13.44 \cdot 4.5}{2} = 30.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.151 \text{ MPa} < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1.864\text{cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

$$A_y^{\min} = 1.6\text{cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

➤ **Vérification A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 2.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 9.27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = (3\sigma_{\min} + \sigma_{\max}) / 4 = 7.63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 6.19 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 5.26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 4.78 \text{ KN.m} \\ M_{ap} = 1.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	5.26	2.04	135.62	15	201.63
	M_a	1.85	0.72	47.70	15	201.63
y-y	M_t	4.78	1.86	123.25	15	201.63
	M_a	1.85	0.72	47.70	15	201.63

Tab VI.14: Vérification des contraintes

On constate que les contraintes des l'acier et du béton sont vérifiées.

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

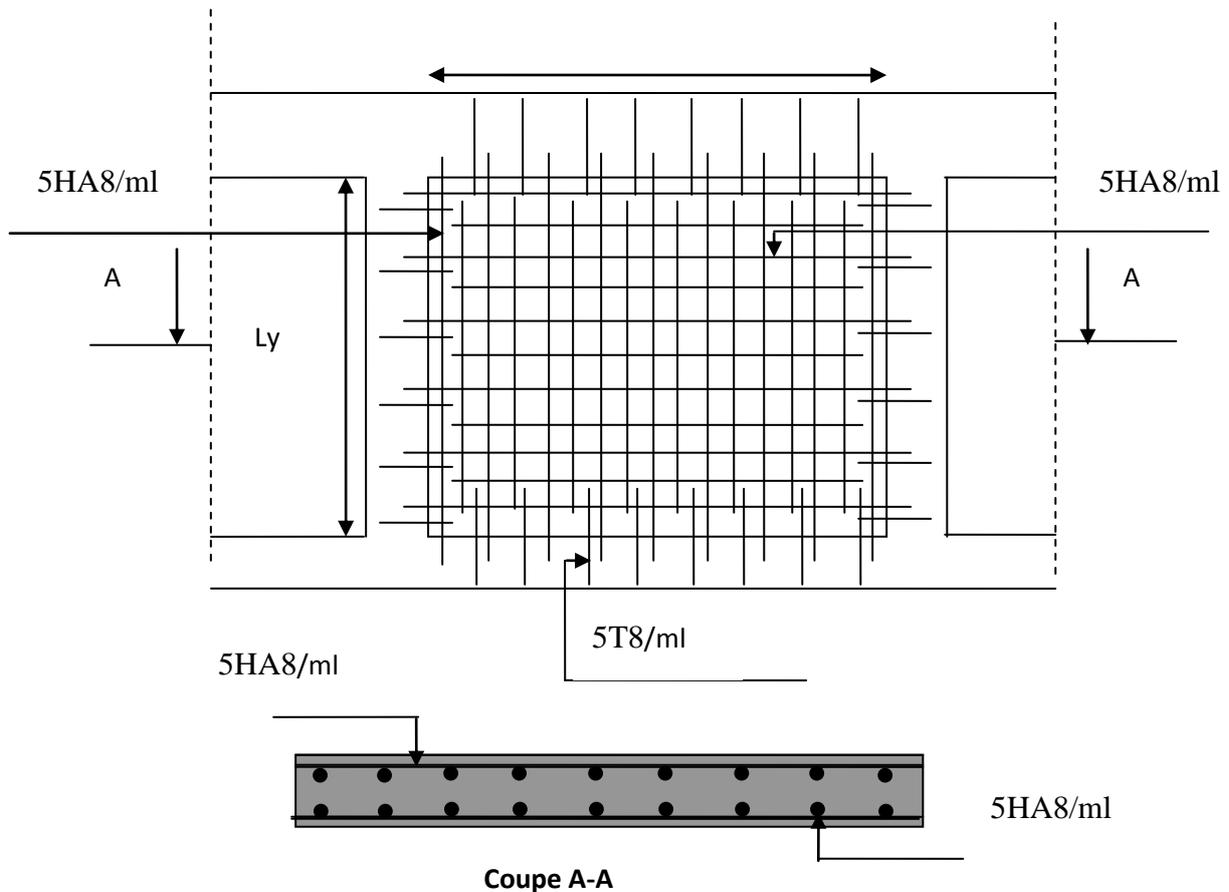


Figure VI.13: Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

VI.5. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure nous a permis de choisir le type de fondation le plus répondeu, en tenant compte au coté de la résistance et le coté économique qui présente un facteur très important dans le domaine de génie civil.

Pour cela nous avons procédé à l'étude des semelles isolées et puis filantes, les deux cas n'ont pas satisfait les conditions de résistance exigées par les règlements ce qui nous a poussé à passer au radier général.

La sécurité de la structure vis-à-vis la poussé de terre est assuré par la mise en place des voiles périphériques.

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre du projet de fin de cycle nous a permis de dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

-Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre ou de qualité d'exécution dérisoire.

-L'outil informatique est devenu indispensable dans le domaine de génie civil, et ce grâce aux logiciels de calcul performant, à l'image du robot millénium, sap2000 et Socotec.

-La maîtrise des logiciels impose la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique des structures afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

-L'économie est un facteur très important qui doit être pris en compte.

-l'aspect architectural pose un vrai défi pour le choix de la disposition des voiles, car le nombre important de décrochement favorise la présence de torsion.

-L'interaction voile –portique doit être assurée, et ce pour éviter la fatigue de l'un des deux éléments porteurs.

-Le ferrailage min est souvent celui proposé par le RPA, qui favorise la sécurité avant l'économie.

-Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes revenant à la structure.

Ce projet de fin de cycle, nous a permis de donner à nos connaissances théoriques acquises durant notre formation, un aspect pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tel que la résistance, la durabilité et l'économie

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0595	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE 2

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ / \ $\frac{h}{e}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Valeurs de M_1 (ou M_2)

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien (RPA99/version 2003).
- Règles Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Document Techniques Réglementaire DTR, charge et surcharge d'exploitation.
- Document Techniques Réglementaire DTR, calcul des fondations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Manuel Robot professionnel /2013.
- Les mémoires de fin d'études.

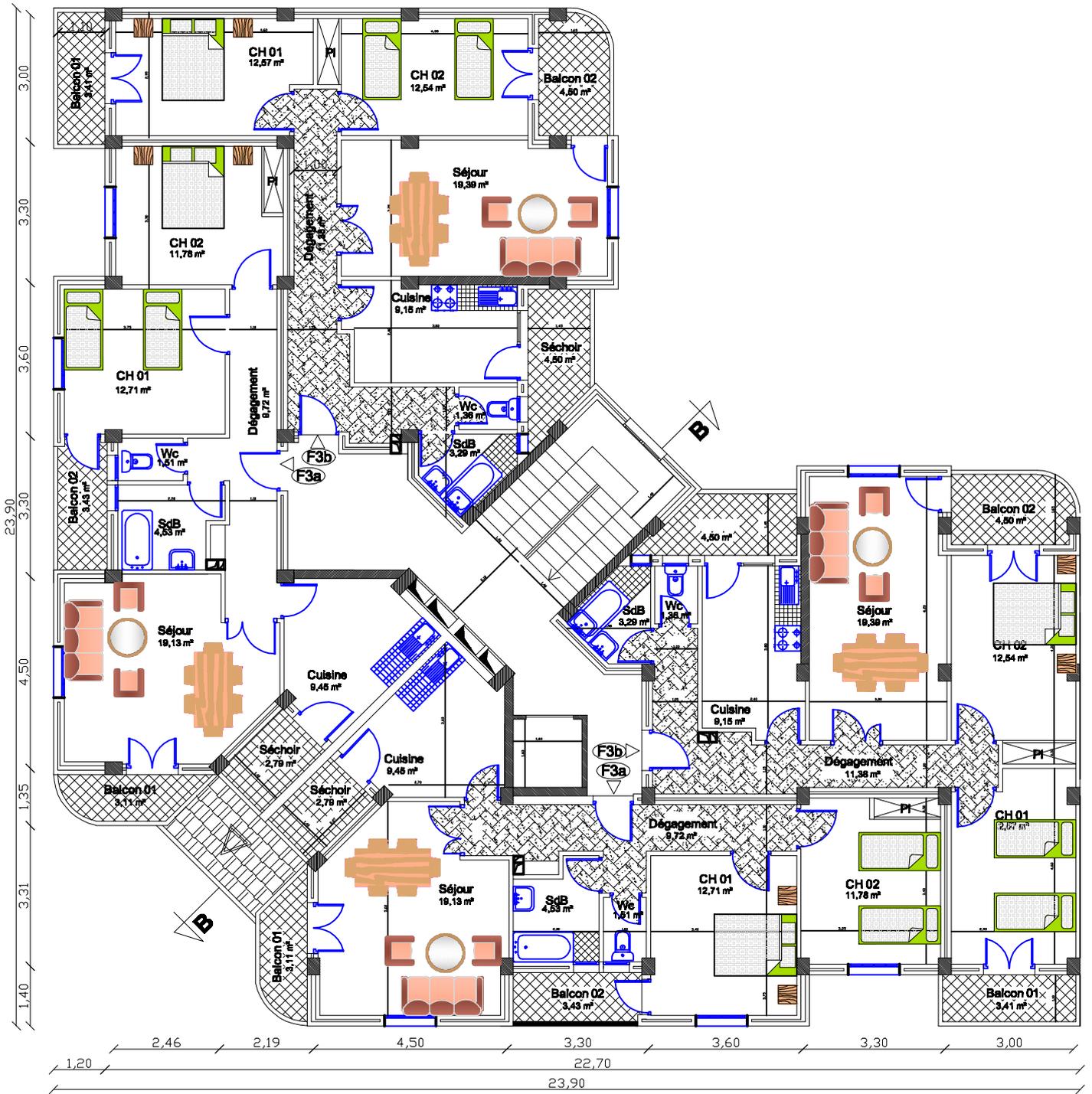
Logiciels utilisés

- Robot professionnel 2013.
- Autocad 2009.
- Socotec.
- Projet de calcul d'ouvrage.
- Microsoft office Excel.



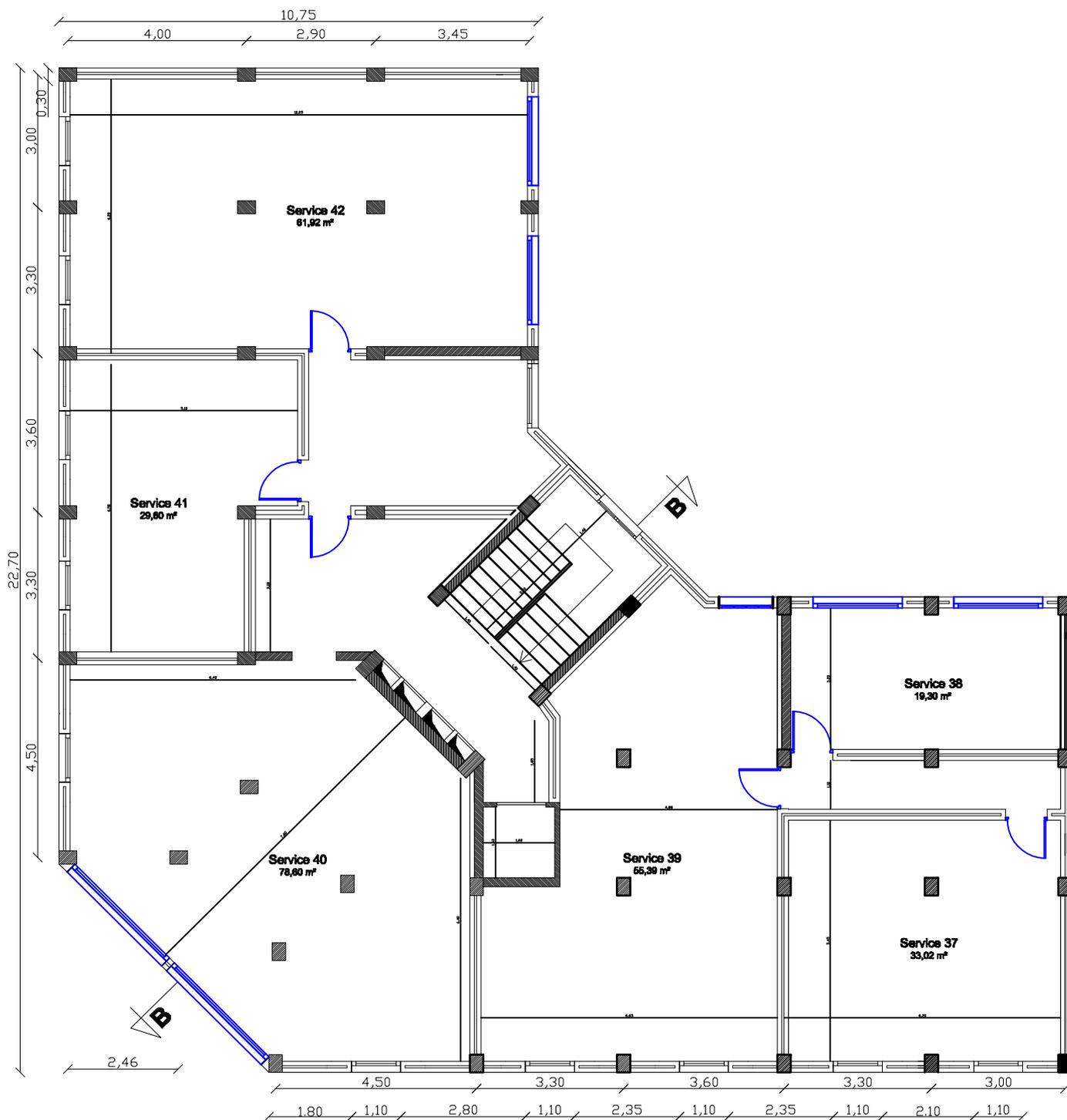
Plan Etage courant (7°,8°)

Ech : 1/50



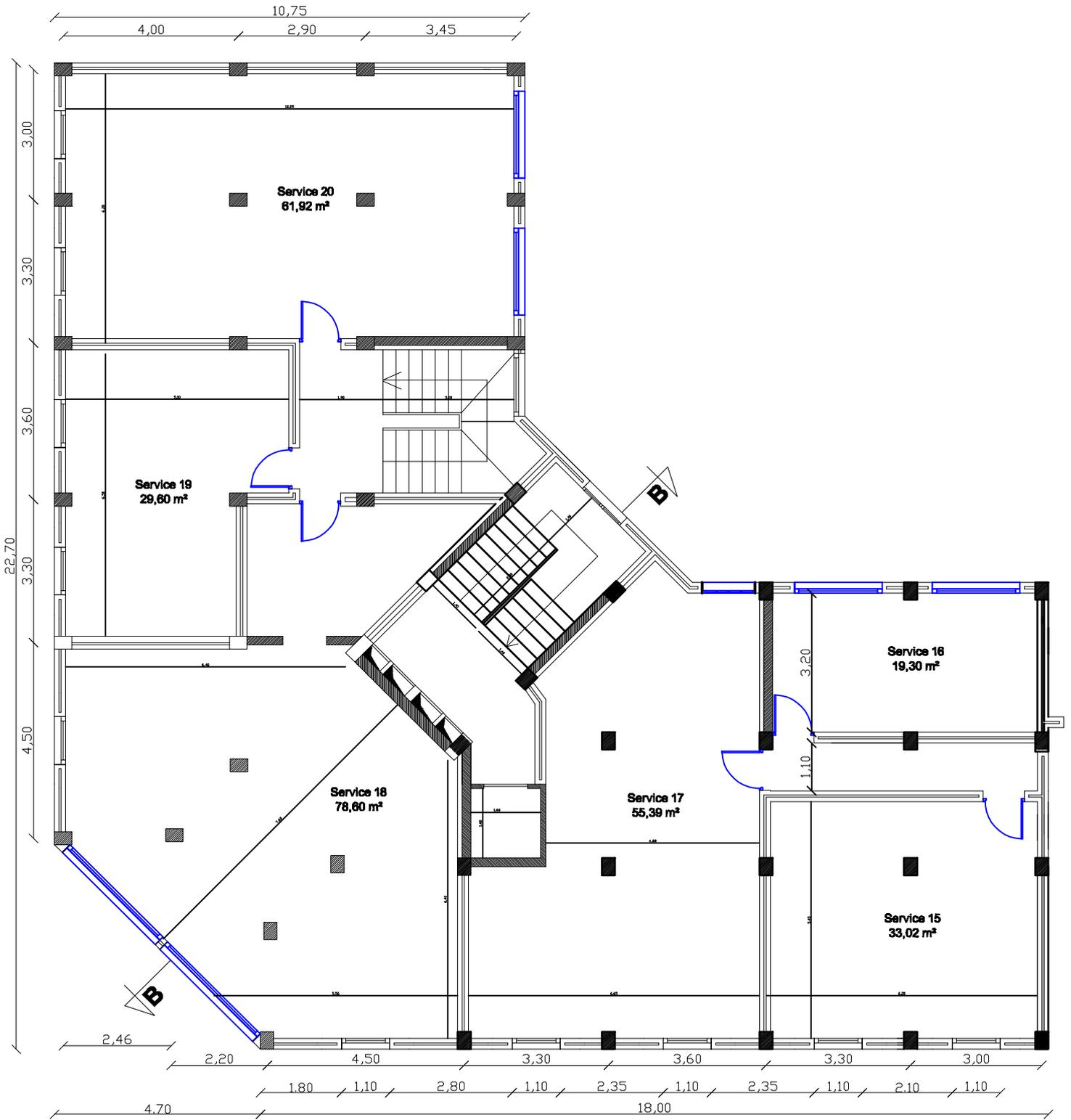
Plan Etage courant (3°,4°,5°,6°)

Ech : 1/50

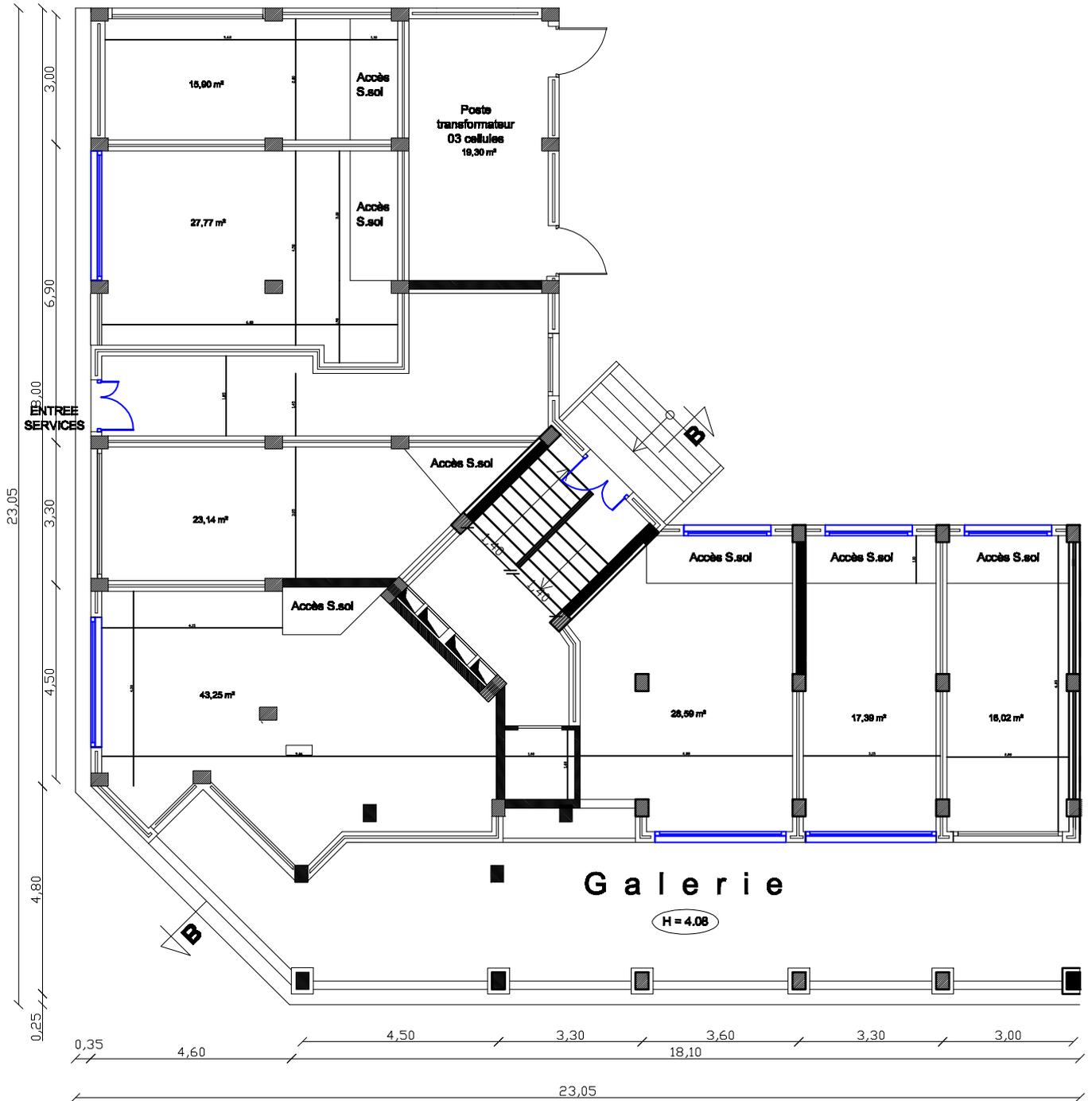


Plan 2ème Etage (Services)

Ech : 1/50

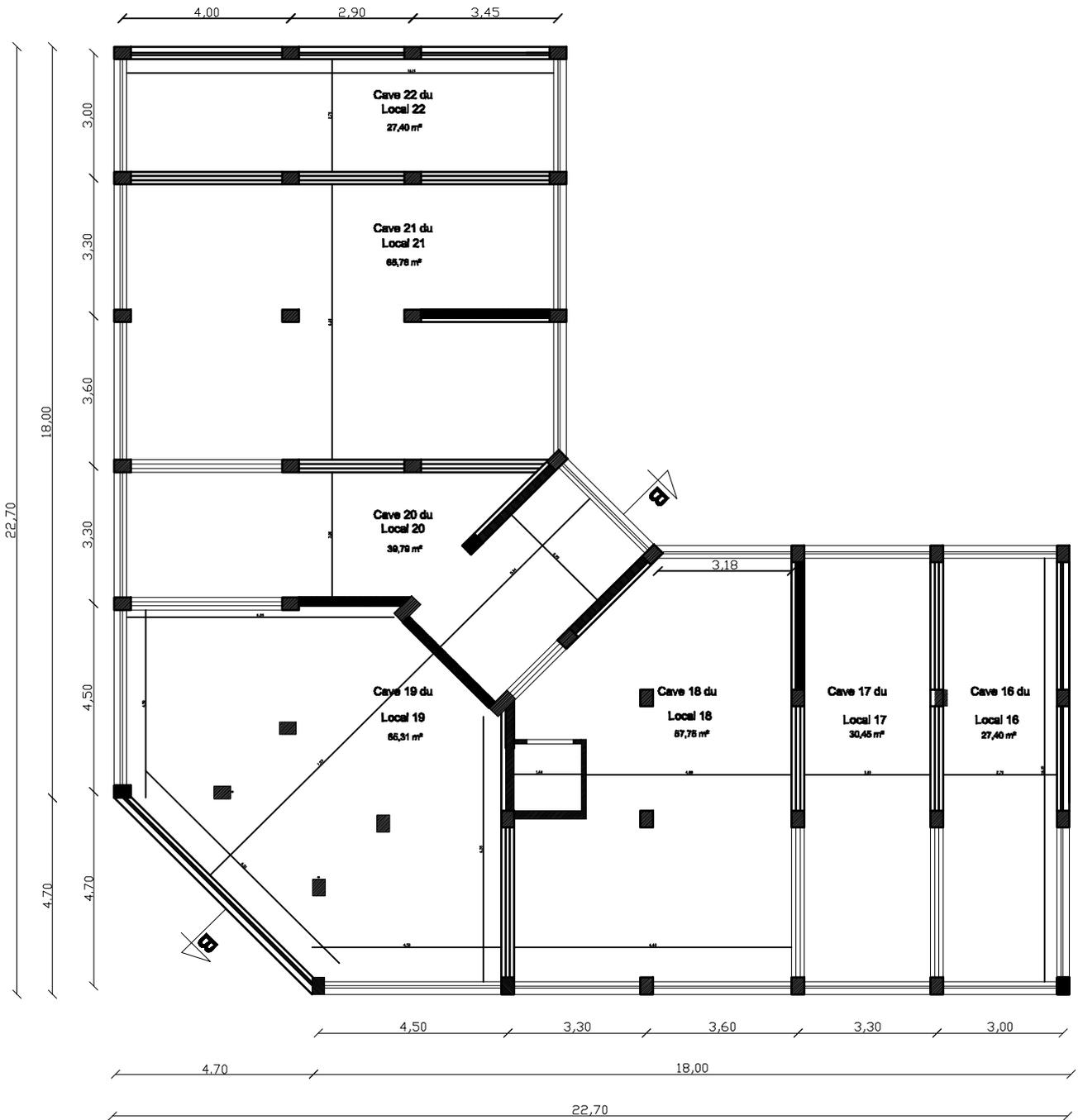


Plan 1er Etage (Services)



Plan R.d.C

Ech : 1/50°



Plan Sous-Sol (Caves)