

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+7+Sous-sol +Soupente) à usage d'habitation et commercial

Présenté par :

M^{elle} AZRI FARIDA
M^{elle} MEHENNI KAHINA
M^{elle} AYACHE LAMIA

Promotrice :

M^{elle} MEZIANI

Jury:

M^{er} OURABAH
M^{er} BOUROUBA

Promotion 2012-2013

Remerciement

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promotrice M^{elle} MEZIANI de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury Mr. OURABAH et Mr. BOUROUBA qui ont accepté à juger notre travail.

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui ont énormément sacrifié
pour mon bien et mon bonheur, et m'ont indiqué
le bon chemin de ma vie et à yamma*

3zouzou.

*Mes chers soeurs : Nassima, Djeijai, Louisa, Souraya
mes chère frères : Ramtane, Saïd, Amine, Inas, Malek, Farid
et mon frère défunt Hakim
sans oublier mes nièces et mes neveux
mes tentes et mes cousines*

*Toutes mes amies : Aziz, Hakimia, Souhila, Katia et mes
coupines de chambres E10 2 : Lynda, Lynda, Katy, Mony*

Aux membres de l'APC Timzerit

Mes binômes Farida, Lamia que j'estime beaucoup.

Kahina

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :
Mes très chers parents qui ont énormément sacrifié
pour mon bien et mon bonheur, et m'ont indiqué
le bon chemin de ma vie et à yamma
3zouzou.
Mes chers frères : Mehroud, Zoubir, Sofiane.
Mes Grands parants : Malek, Nouara, Fatima,
Et Yamma Yamina
Mes tantes et à mes oncles
Mes cousins et cousines
Toutes mes amies surtout Mourad, Katia, Bouzid, Linda,
Yazid, Monia, Yacine, Linda
Salima, Nadia, Thamila, fatah.
Mes binômes Kahina, Lamia que j'estime beaucoup.

FARIDA

LISTE DES FIGURES	PAGE
Figure I.1 : Diagramme contraintes – déformations pour le matériau béton	5
Figure I.2 : Diagramme des contraintes limite du béton	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier	6
Figure II.1 : Formations des efforts internes	10
Figure III.1 : Plancher de l'étage courant	17
Figure III.2 : Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)	19
Figure III.3 : Plancher à corps creux	20
Figure III.4 : La disposition des poutrelles.	21
Figure III.5 : Schéma d'une poutrelle.	22
Figure III.6 : dalle sur 4 appuis.	23
Figure III.7 : dalle su3 appuis.	23
Figure III.8 : Dalle sur deux appuis.	23
Figure III.9 : Dimension de l'acrotère.	24
Figure III.10 : Schéma d'escalier.	25
Figure III.11 : Schéma statique de la volée1.	26
Figure III.12 : Schéma statique de la volée2.	26
Figure III.13 : escalier à trois volées (type2).	28
Figure III.14 : Schéma statique de la volée1.	28
Figure III.15 : Schéma statique de la volée2.	29
Figure III.16 : Schéma statique de la volée3.	29
Figure III.17 : escalier a trois volées (type3).	30
Figure III.18 : Coupe transversale d'une poutre.	31
Figure. III.19 : Coupe de voile en élévation.	33
Figure. III.20 : Hauteur libre d'étage.	34
Figure III.21 : Schéma statique de la décente de charge.	35
Figure III.22 : La surface afférente étage courant et terrasse inaccessible.	36
Figure III.23 : La surface afférente de RDC (commerce).	38
Figure III.24 : La surface afférente de RDC (souponte).	38
Figure III.25 : section brute (B_r).	43
Figure IV.1 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.	48
Figure IV.2 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.	48
Figure IV.3 : Schéma statique de la poutrelle.	49
Figure IV.4 : Section de poutrelle	58
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles.	72
Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	73
Figure IV.7 : Schéma statique de l'escalier type1.	75
Figure IV.8 : Schéma de ferrailage des volées (1).	79
Figure IV.9 : Schéma statique de volée2	79
Figure IV.10 : Section à ferrailer.	80
Figure IV.11 : Schéma de ferrailage des volées (2).	83
Figure. IV.12 : Schéma statique de la poutre palière.	83
Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	87

Figure IV.14 : Schéma statique de la volée I.	87
Figure IV.15 : Schéma statique de la volée (II).	90
Figure IV.16 : Schéma statique de volée III.	91
Figure IV.17 : Schéma de ferrailage des volées (I) de type l'escalier type(2).	93
Figure IV.18 : Schéma de ferrailage des volées (III) de l'escalier type(2).	94
Figure IV.19 : Schéma de ferrailage de la volée (II) de l'escalier type (2).	94
Figure IV.20 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis.	95
Figure IV.21 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.	98
Figure IV.22 : Schéma d'une dalle sur trois appuis.	99
Figure IV.23 : Schéma du ferrailage d'une dalle pleine sur trois.	102
Figure IV.24 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.	102
Figure IV.25 : Schéma du ferrailage d'une dalle pleine sur deux appuis.	105
Figure IV.26 : Schéma statique de l'acrotère.	106
Figure IV.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	110
Figure IV.28 : Cage d'ascenseur	111
Figure IV.29 : Schéma représentant la surface.	114
Figure IV.30 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur	119
Figure IV.31 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	119
Figure IV.32 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	124
Figure V.1 : Spectre de calcul.	132
Figure V2 : modèle de la structure	133
Figure V.3 : Disposition des voiles.	134
Figure V.4 : 1 ^{er} Mode de vibration.	136
Figure V.5 : 2 ^{eme} Mode de vibration.	136
Figure V.6 : 3 ^{eme} Mode de vibration.	137
Figure IV.1 : la zone nodale.	144
Figure VI.2 : Section d'un poteau.	148
Figure VI.3 : Dispositions des armatures des poteaux.	151
Figure VI.4 : Dispositions constructives.	156
Figure VI.5 : Schéma la Zone nodal.	161
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire la plus défavorable	162
Figure VI.7 : Voile simple.	165
Figure VI.8 : Voile composé.	165
Figure VI.9 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).	166
Figure VI.10 : disposition des voiles.	167
Figure VI.11 : Schéma d'un voile pleine.	168
Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du panneau longitudinal (Sous-sol et RDC).	175
Figure.VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.	177
Figure VII.2 : Schéma d'une semelle filante.	178
Figure VI.3 : Schéma d'une dalle sur quatre	182
Figure VII .4 : Schéma de ferrailage du radier	185
Figure VII.5 . Schéma statique du débord.	185
Figure VII.6 : Sollicitations sur les nervures longitudinales	188
Figure VII.7 : Sollicitations sur les nervures transversales.	188
Figure VII.8 : Section de la nervure	189

Figure VII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure	191
Figure. VII.10 : Diagramme des contraintes	193
Figure VII. 11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	195

LISTE DES TABLEAUX	PAGE
Tableau II.1 : Vérification des états limites ultimes de résistance	13
Tableau II.2 : Les actions climatiques	13
Tableau II.3 : Vérification des états limites de service.	13
Tableau III.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	17
Tableau III.2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	18
Tableau III.3 : Evaluation des charges dans le plancher RDC et Sous -Sol	18
Tableau III.4 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines	19
Tableau III.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs	19
Tableau III.6 : Murs intérieurs	20
Tableau III.7 : Charge permanente revenant à l'acrotère.	24
Tableau III.8 : Evaluation des charges sur les volées de l'escalier rez chaussée.	27
Tableau III.9 : Evaluation des charges sur le palier	28
Tableau III.10 : Evaluation des charges sur les volées I et II et III.	29
Tableau III.11 : Descente des charges pour le poteau E-3.	36
Tableau III.12 : Poids propre du poteau.	38
Tableau III.13 : descente de la charge du Poteau F-4.	39
Tableau III.14 : Vérification de la compression simple.	42
Tableau III.15 : Vérification au flambement.	44
Tableau III.16 : Vérification de l'effort normal réduit.	44
Tableau IV.1 : Les différents Types de poutrelles.	46
Tableau IV.2 : Combinaison d'action.	50
Tableau IV.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial et sous sol.	51
Tableau IV.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial et sous sol.	52
Tableau IV.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage Service (soutente).	53
Tableau IV.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage Service (soutente)	54
Tableau IV.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant.	55
Tableau IV.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant.	55
Tableau IV.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage inaccessible.	56
Tableau IV.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage inaccessible.	57

Tableau IV.11 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.	57
Tableau IV.12 : Résultat de ferrailage de poutrelle type 5 en travée.	59
Tableau IV.13 : Résultat de ferrailage de poutrelle type 5 en appuis.	60
Tableau IV.14 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.	61
Tableau IV.15 .Ferrailage des poutrelles plancher étage courant	62
Tableau IV.16 : Ferrailage des poutrelles plancher étage Service.	63
Tableau IV.17 : Ferrailage des poutrelles plancher étage Commercial et sous-sol.	64
Tableau IV.18 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.	65
Tableau IV.19 : Vérification des contraintes dans le béton	66
Tableau IV.20 : Vérification au cisaillement	68
Tableau IV.21 : Vérification des états limites de déformation	70
Tableau IV.22 : Résultat de ferrailage de l'escalier rez chaussé.	76
Tableau IV.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.	77
Tableau IV.24 : Résumé des résultats de ferrailage.	80
Tableau IV.25 : Calcul des contraintes.	81
Tableau VI.26 : Les sollicitations de la poutre palière.	84
Tableau IV.27 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	84
Tableau IV.28 : Résumé des résultats de ferrailage (volée1)	88
Tableau. IV.29 : Calcul des contraintes.	89
Tableaux IV.30 : Résumé des résultats de ferrailage (volée2)	90
Tableaux IV.31 : calcul des contraintes.	90
Tableaux IV.32 : Résumé des résultats de ferrailage	92
Tableaux IV.33 : calcul des contraintes	93
Tableau IV.34 : Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	96
Tableau IV.35 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis.	99
Tableau IV.36 : Contraintes dans le béton d'une dalle sur trois appuis.	101
Tableau IV.37 : Ferrailage d'une dalle pleine sur deux appuis.	103
Tableau IV.38 : Contraintes dans le béton d'une dalle pleine sur deux appuis.	104
Tableau IV.39 :Combinaison de charge du l'acrotère.	106
Tableau IV.40 : Ferrailage d'une dalle pleine sur quatre appuis	112
Tableau VI.41 : Vérification des contraintes	114
Tableau IV.42 : Résultats des calculs.	116

Tableau IV.43 : Vérification des contraintes	118
Tableau IV.44 : Armatures longitudinales	121
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q .	129
Tableau V.2 : Les valeurs de ζ (%).	130
Tableau V.3 : Période et taux de participation.	135
Tableau V.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.	138
Tableau V.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	138
Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal réduit.	139
Tableau V.7 : Vérification des déplacements.	140
Tableau V.8 : Vérification a L'effet P- Δ .	141
Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	141
Tableau VI.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.	144
Tableau VI.2 : Sollicitations dans les poteaux.	145
Tableau VI.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.	146
Tableau VI.4 : Armatures transversales des poteaux.	146
Tableau VI.5 : Vérification du flambement des poteaux.	148
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.	149
Tableau VI.7 : Vérification des sollicitations tangentes.	149
Tableau VI.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA99/2003	155
Tableau VI.9 : ferrailage des poutres.	156
Tableau VI.10 : Vérification de l'effort tranchant.	158
Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte limite de béton.	159
Tableau VI.12 : Moment résistant dans les poteaux.	161
Tableau VI.13 : Vérification des zones nodales.	162
Tableau VI. 14 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaire.	163
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile V_{x_1} .	169
Tableau VI.16 : Ferrailage du voile V_{x_2} .	169
Tableau VI.17 : Ferrailage du voile V_{x_3} .	170
Tableau VI.18 : Ferrailage du voile V_{x_4} .	171
Tableau VI.19 : Ferrailage du voile V_{y_1} .	171

Tableau VI.20 : Ferrailage du voile V_{y2} .	172
Tableau VI.21 : Ferrailage du voile V_{y3} .	173
Tableau VI.22 : Ferrailage du voile V_{y4} .	173
Tableau VI.23 : Ferrailage du voile V_{y5} .	174
Tableau VII.1 : Tableau de ferrailage du radier.	183
Tableau VII.2. Vérification des contraintes	184
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.	184
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes nouvelle.	184
Tableau VII.5 : Résumé des résultats du ferrailage.	186
Tableau VII.6 : Résumé des résultats de vérifications des contraintes.	186
Tableau VII.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal.	187
Tableau VII.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.	188
Tableau VII.9 : Résumé des résultats de ferrailage.	189
Tableau VII.10 : Résumé des résultats de ferrailage.	189
Tableau VI.11 : Vérification de l'effort tranchant.	190
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes.	190
Tableau VII.13 : Vérification des contraintes dans l'acier des nervures.	190
Tableau VII.14 : Vérification des nouvelles contraintes dans l'acier des nervures.	191
Tableau VII.15 : Section des armatures du voile périphérique.	194
Tableau VII.16 : Vérification des contraintes	194
Tableau VII.17 : Vérification des nouvelles contraintes dans l'acier	195

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices (risque de perte humaine, de destruction de la structure, dégâts matériels importants,...), dont-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

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.

Les différentes études et règlements préconisent divers système de contreventements visant à limiter les déplacements afin d'éviter l'endommagement de la structure. Le choix de ces systèmes reste dépendant de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol, les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situ l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment(R+7+Soupente+Sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles portiques). Les dimensions importantes de la structure dans la direction principale, nous imposent à inclure une étude thermique.

A la lumière des différents règlements su-cités, nous avons partagé l'étude de notre projet en 7 chapitres :

- ✚ La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- ✚ L'effet de la température est ensuite introduit au deuxième chapitre.
- ✚ Le troisième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- ✚ Au chapitre quatre, il s'agit de l'étude des éléments secondaires ; ainsi que leurs calculs et leurs ferrailages.
- ✚ Au cinquième chapitre nous avons procédé à l'étude dynamique de la structure. Cette dernière à été donc modélisée par le logiciel SAP 2000 V14 et une disposition optimale des voiles à été adoptée.
- ✚ Dans le chapitre six les sollicitations les plus défavorables ont été tirées depuis le model réalisé avec le SAP puis on a ferrillé avec les combinaisons les plus défavorables.
- ✚ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I. Présentation et caractéristiques

❖ PRESENTATION DE L'OBJET :

Le projet qui nous a été confié par la S.A.R.L SADJI-IMMO promotion immobilière de Bejaia fait l'objet de notre mémoire de fin d'études qui consiste à l'étude d'un bâtiment de huit niveaux de type poteaux-poutres et voiles en béton armé : parking (sous-sol), commerce (RDC), service (souterrain) et habitations pour le reste des étages, classé dans le groupe d'usage 2 selon RPA 99 (version 2003) (article 3.2).

❖ Implantation de l'ouvrage :

Le site à recevoir l'ouvrage est situé au centre ville de Béjaia 200 mètres de la Daïra de Bejaia rue de frères mohamed, classée comme une zone de moyenne sismicité, **Zone IIa** (RPA99 VERSION2003).

L'assiette à construire est délimitée par :

- la ruecheikh Amar salah, à l'Est ;
- la rue des frères mohamed, au Nord ;
- la propriété Bekka en RDC+4, au Sud ;
- la ruelle et propriété Taguelminter en RDC+3, à l'Ouest ;

I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale :30.15m
- Larguer totale :23.85 m
- Hauteur totale :28.99 m
- Hauteur d'étage :2.97 m
- Hauteur du RDC5.70 m
- Hauteur de l'acrotère :0.60 m
- Hauteur du Sous-sol2.50 m

I.2. Description technique de l'ouvrage

a) L'ossature

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

b) Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Les plancher du présent projet sont en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

c) Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

d) La maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 m.

e) La terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

f) L'acrotère

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse.

g) L'ascenseur

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

h) Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux**1. Le béton**

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

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

Le béton doit présenter les avantages suivants :

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

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj} : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

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

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

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

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

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

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

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

b) Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

c) Contraintes admissibles (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

- Contraintes admissibles de compression

ELU

La contrainte de compression est donnée par :

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

Avec : θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

ELS

La contrainte admissible en compression est donnée par :

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

- Contraintes admissibles de cisaillement : (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

- Fissuration peu nuisible FPN : $\tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$

Situation durable $\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$

Situation accidentelle $\tau_u = 4.34 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP : $\tau_u = \min(0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$

Situation durable $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$

Situation accidentelle $\tau_u = 3.26 \text{ MPa}$

d) Module de déformation du béton

Le module de déformation longitudinale du béton « E_{ij} » à l'âge de « j » jours est en fonction de la durée d'application des charges. (BAEL 91, Art. A-2-2-2)

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

- Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \Rightarrow E_{vj} = 10721.39 \text{ MPa}$$

I.4. Diagramme contraintes - déformations (BAEL 91, Art. A-4-3-41)**ELU**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %, nous avons un diagramme parabole-rectangle.

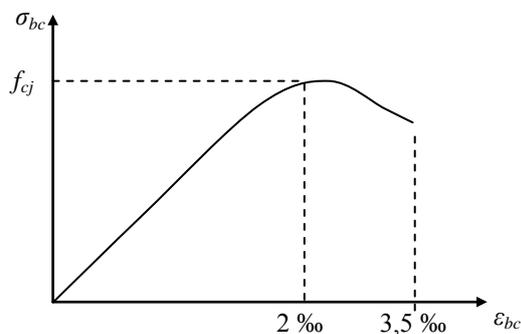


Diagramme contrainte - déformation réel

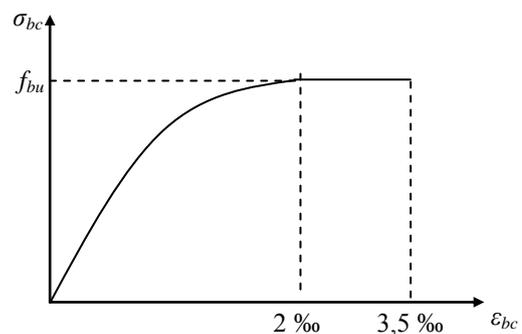
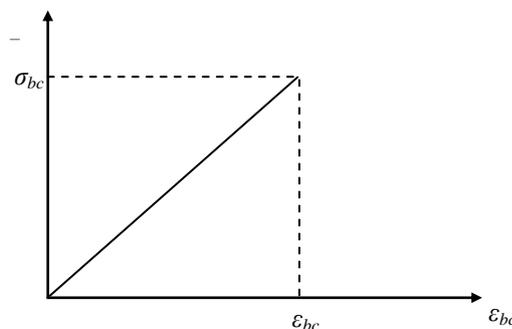


Diagramme contrainte - déformation de calcul

Figure I.1 : Diagramme contraintes – déformations pour le matériau béton**ELS:**

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.

**Figure I.2:** Diagramme des contraintes limite du béton.

2-L'acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

a-Contraintes limites dans l'acier (BAEL 91, Art. A-4-3-2)

➤ **à ELU**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

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

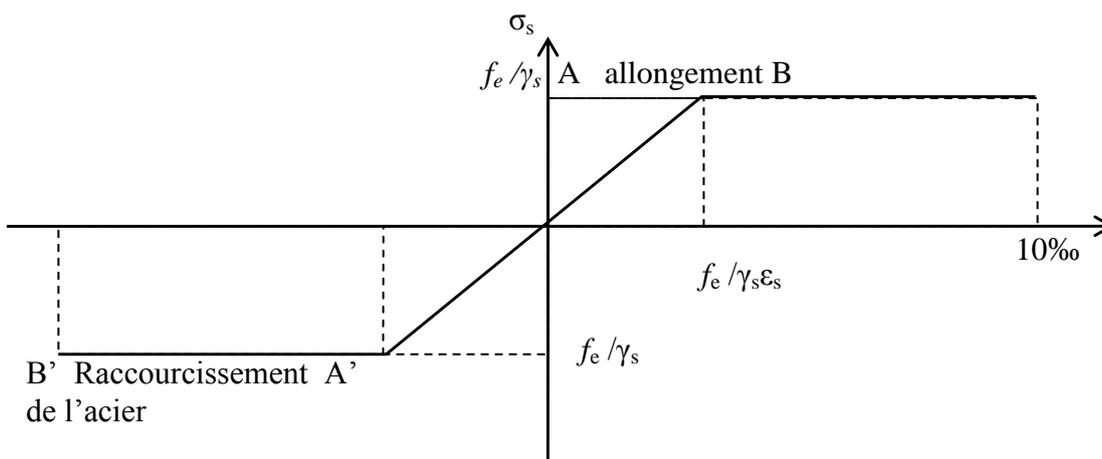


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

➤ **ELS**

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240MPa; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200MPa; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

I.5. Règlements et normes utilisés

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

- DTR.2.48 : RPA 99/version 2003. (règlement parasismique algérien)
- DTR.2.41 : CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié 99. (béton armé aux états limites).
- DTR.2.33.1 (Calcul des fondations superficielles).

CHAPITRE II

EFFET DE LA TEMPERATURE

II. L'effet de température

II.1.Introduction

Le dimensionnement et le calcul à la résistance des structures a pour but la prévision à la tenue mécanique des éléments structuraux, et les sollicitations à prendre en considération dans les calculs varient suivant plusieurs paramètres. Il est à noter que les dimensions architecturales nous imposent à garder un intérêt à la réponse des structures soumises à des chargements thermiques qui se superposent aux charges mécaniques, du fait que ces structures ou certains éléments la composant subissent des ambiances thermiques variées, tant en amplitudes qu'en durées.

II.2.Distribution de la température dans un solide

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure particulier peut être divisée selon les quatre composantes suivantes :

- a) une composante de température ΔT_u , donnée par la différence de la température moyenne T d'un élément et sa température d'origine T_0 ;
- b) une composante du gradient thermique variant linéairement suivant l'axe y-y, ΔT_{My} ;
- c) une composante du gradient thermique variant linéairement suivant l'axe z-z, ΔT_{Mz} ;

Ces deux composantes lesquelles varient linéairement entre les températures au niveau des faces extérieures et intérieures d'une section transversale ainsi que des faces supérieures et inférieures.

II.3.Variation de la température dans le bâtiment

Suivant le changement des saisons, l'alternance des jours et des nuits et les variations de température, les structures des bâtiments subissent en conséquence des déformations d'une ampleur qui dépend, en général des dimensions de la structure et des caractéristiques des matériaux.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est assez uniforme, c'est principalement l'évolution de la température extérieure qui doit être envisagée.

Les actions thermiques agissant sur les bâtiments qui résultent des variations climatiques doivent être prises en considération dans la conception des bâtiments car les états limites ultimes et de service peuvent être dépassés suite à une dilatation thermique.

Cependant les composantes ΔT_{My} et ΔT_{Mz} peuvent être négligées, vu que la différence de la température dans les différentes facettes d'un élément (poutre) n'est pas importante.

Or, la rotation due à une variation de température entre deux facettes est donnée par :

$$\omega_g = \omega_d = \alpha \times (T_{\text{sup}} - T_{\text{inf}}) \frac{l_i}{2h}$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

T_{sup} : température supérieure.

T_{inf} : température inférieure.

λ : Conductivité thermique

L_i : longueur de la poutre.

ω_g : Rotation gauche.

ω_d : Rotation droite.

Pour ;

$$T_{\text{inf}} = T_{\text{sup}} \Rightarrow \text{on aura } \omega_g = \omega_d = 0$$

Les déformations angulaires n'auront donc pas lieu, alors ΔT_{MY} et ΔT_{MZ} seront nuls.

Donc la seule composante de température agissant sur les éléments de la structure est la composante de température uniforme ΔT_u .

On admet que les différents étages se comportent de la même manière puisqu'ils sont exposés identiquement et que leur état thermique intérieur dans le bâtiment est uniforme. La dilatation différentielle entre deux étages successifs n'est donc pas à craindre de sorte qu'aucune précaution complémentaire n'est envisagée.

Par contre l'infrastructure se comporte souvent de façon différente de la superstructure. En effet son environnement n'est pas le même que celui de la superstructure et les conditions climatiques intérieures sont différentes. On admet alors que l'infrastructure n'est pas sujette aux variations thermiques.

II.4. Composante de température uniforme ΔT_u

EUROCODE 1 (Juillet 2003)

Les variations de la température climatique sont suffisamment lentes pour qu'on puisse considérer qu'elles constituent un état stationnaire donnant lieu aux phénomènes de variation linéaires. Pour cela les règles de calculs du béton armé assimilent la température à des fluctuations de ΔT_u avec :

$$\Delta T_u = T - T_0$$

Ou :

T : température moyenne de l'élément considéré résultant du Climat.

T_0 : température moyenne de l'élément considéré à la date où sa configuration finale est achevée.

On distingue deux cas :

- *A court terme* : $\Delta T = \pm 10^\circ C$; (cycle journalier)
- *A long terme* : $-30^\circ C \leq \Delta T \leq + 20^\circ C$ (cycle saisonnier)

II.5.Effet de température

Lorsqu'un solide est soumis à une variation de température, où l'on suppose que les contraintes d'origines thermiques sont nulles et en l'absence de conditions mécaniques aux limites, il se déforme et change de dimensions, il s'allonge généralement si on le chauffe et se raccourcit dans le cas contraire, avec un coefficient de proportionnalité α appelé coefficient de dilatation thermique.

Les déformations axiales mesurées sont une fonction linéaire de la variation de la température, alors que les déformations angulaires exprimant des variations d'angle sont nulles.

Dans le cas linéaire (une seule dimension) la déformation est donnée par la relation :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T$$

Avec ΔT : variation de la température.

α : Coefficient de dilatation thermique.

II.6.Efforts thermiques

Une pièce soumise à une variation de température est libre de se dilater ou de se contracter dans toutes les directions de l'espace. Elle subit des variations de longueur, mais ne subit aucune modification angulaire, elle change de dimensions mais pas de forme, elle n'est cependant le siège d'aucune contrainte, elle change simplement d'état de référence. Cela ne peut pas toujours se produire librement, soit parce qu'il résulte des autocontraintes, soit parce que le solide se trouve enserré dans d'autres solides qui provoquent alors des efforts internes.

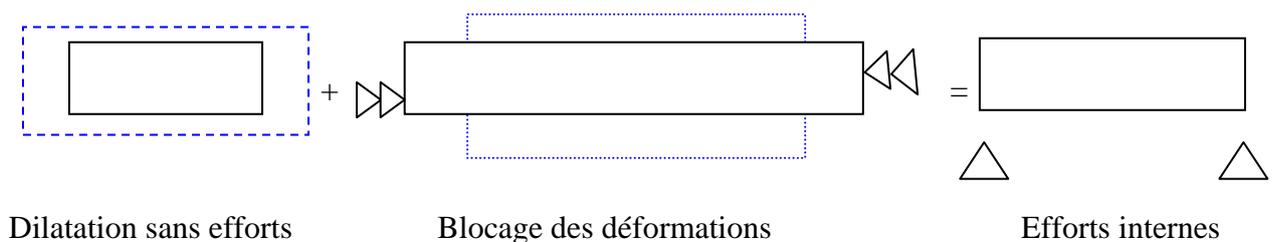


Figure II.1 : Formations des efforts internes

L'effort interne N est provoqué par les contraintes qui sont la résultante des déformations empêchées.

Or on a vu que :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \quad ;$$

On sait que

$$\sigma = \varepsilon.E \text{ et } \sigma = \frac{N}{S}$$

Donc ;

$$\frac{N}{E.S} = \alpha.\Delta T$$

D'où finalement

$$N = E . S . \alpha . \Delta T$$

II.7. Aspect réglementaire du comportement thermique des bâtiments

a) Dimensions des blocs entre joints CBA (Art B .5.1)

Dans les calculs relatifs aux (constructions courantes) et aux (constructions industrielles) on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de la température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les wilayas côtières à l'exception d'Oran, Timouchent et Tlemcen qui rentrent dans la catégorie suivante
- 25 m dans les autres wilayas du tel, des hauts plateaux et de l'Atlas saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

Quand ces distances limites sont dépassées ; on tient compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de la température extérieure, à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. On admet cependant qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction des effets du retrait et des variations de température. Si l_{max} est la distance maximale entre joints autorisée et l la distance entre joints prévue au projet et si T représente l'une des sollicitations provoquées dans la construction projetée par le retrait et la température, on admet de ne conserver que la fraction

β définie ci-après, de cette sollicitation:

$$\diamond \text{ Si } l < l_{max} \quad \beta = 0$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ Si } l_{max} < l < 1.25 l_{max} & \quad \beta = 4\left(\frac{l}{l_{max}} - 1\right) \\ \diamond \text{ Si } l > 1.25 l_{max} & \quad \beta = 1 \end{aligned}$$

La tolérance, consiste à négliger les effets du retrait et des variations de température pour des éléments de construction compris entre joints distants au maximum des longueurs fixées ci-dessus, elle ne s'applique qu' aux éléments d'une ossature complète en béton armé reposant sur des supports normalement flexibles .Cette tolérance ne vise pas le cas des poutres de grande longueur reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes dispositions nécessaires pour que les effets du retrait et des variations thermiques ne produisent pas des désordres dans les maçonneries ni éventuellement des effets anormaux dans les poutres.

b) Actions de la température climatique:

CBA93 (art A31.3.3)

A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35°C et -15°C
- Pour le proche et moyen Sud : 45°C et -20°C
- Pour l'extrême Sud : 50°C et -30°C

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5}

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformations longitudinales tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique, les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut aux stipulations du marché.

C) La vérification des états limites ultimes de résistance

(CBA annexe c.2.1)

Tableau II.1 : vérification des états limites ultimes de résistance

Actions permanentes	Actions variables		
	1.35 G _{MAX} +G _{MIN}	de base	D'accompagnement 1.3Ψ _{Q2} Q ₂
1.35 G ou G	1.5 Q _B	0 ou W ou Sn ou W+Sn	0 ou 0.8 T
	1.5 W	0 ou 1.3 Ψ ₀ Q _B ou Sn ou 1.3 Ψ ₀ Q _B +Sn	0 ou 0.8 T
	1.5 Sn	0 ou 1.3 Ψ ₀ Q _B +W ou 1.3 Ψ ₀ Q _B +W	0 ou 0.8 T

d) **Quelques valeurs représentatives des actions d'exploitation ou climatiques : CBA annexe c.1.3)**

Tableau II.2 : Les actions climatiques.

Nature de la charge	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
Variations uniformes de la température	0.6	0.5	0

e) **La vérification des états limites de service : (CBA annexe c.2.2)**

Tableau II.3 : Vérification des états limites de service.

Actions permanentes	Actions variables	
G _{MAX} +G _{MIN}	De base Q ₁	D'accompagnement Ψ _{Q2} Q ₂
G	Q _B	0 ou 0.77W ou 0.77Sn
	W	0 ou Ψ ₀ Q _B
	Sn	0 ou Ψ ₀ Q _B

II.8.Hypothèses de calcul :

- Les variations thermiques affectent uniquement la superstructure.
- La température varie de manière établie tout le long de l'élément affecté.
- La température est considérée comme une charge d'accompagnement.
- La combinaison d'action à considérer : **1.35G+ 1.5Q ± 0.8T**

Ou Q : est la charge d'exploitation dite de base

T : est la charge d'exploitation dite d'accompagnement

T : l'effort normal du aux variations de température et qui est donné par :

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T$$

❖ **Exemple explicatif du phénomène :**

Les poutres secondaires sollicitées à l'effort normal dû à l'effet de la température

1) **A l'effort normal (CBA93)**

Les poutres secondaires qui dépassent, la distance réglementaire entre joints doivent être vérifiées vis-à-vis de l'effort normal dû à l'effet de la température.

❖ **Évaluation de l'effort normal (traction et compression)**

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T$$

Avec :

✓ E : module d'élasticité du béton

✓ S : section du béton

➤ **A court terme :** $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$; $\Delta T = 10^\circ\text{C}$; $\alpha = 10 \text{ E-5}$

$$T = 32164.2 \times 10^6 \times 0.4 \times 0.3 \times 10^{-5} \times 10 = 385.970 \text{ KN}$$

➤ **A long terme :** $E_{ij} = 10818.9 \text{ MPa}$; $\Delta T = 20^\circ\text{C}$; $\alpha = 10 \text{ E-5}$

$$T = 10818.9 \times 10^6 \times 0.4 \times 0.3 \times 10^{-5} \times 20 = 259.653 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } T_{\max} = 385.970 \text{ KN}$$

On a $L_{\max} = 30 \text{ m}$ et $L = 30.50 \text{ m}$

$$L_{\max} = 30 \leq 30.50 \leq 1.25L_{\max} = 37.50 \text{ m} \Rightarrow \beta = 4 \left(\frac{30.50}{30} - 1 \right) = 0.067$$

$$N_{\max} = 0.067 \times 385.970 = 25.859 \text{ KN}$$

Vu que l'effort normal est dû à des déformations empêchées; d'où on suppose que la poutre est bi encastree.

Avec $L_f = 0.5 \times L$

$$L_f = 0.5 \times 4.8 = 2.4 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.4^2}{12}} = 0.115 \text{ m.}$$

$$\text{On a : } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha' = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.86}{35} \right)^2} = 0.793$$

$$B_r \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\theta \frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B} \times \frac{f_e}{\delta_s}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec $\theta = 1$; $k=1$ $B_r \geq \frac{B \times \beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{\beta \times Nu}{B}}$

Vu qu'on peut calculer la section d'acier minimale que peut reprendre l'effort normal de traction

$$A_s = \frac{Nu}{f_e} \delta_s \dots\dots\dots (2)$$

Avec $|Nu_t| = |Nu_c|$

D'ou le rapport : $\frac{A_s}{B} = \frac{Nu_t \delta_s}{f_e B} = \frac{EB\alpha\Delta T}{f_e B} \delta_s = \frac{E\alpha\Delta T}{f_e} \delta_s$

$$\frac{A_s}{B} = \frac{32164.2 \times 10^{-5} \times 10 \times 1.15}{400} = 9.2410^{-3} = 9.24\% \geq 8.00\%$$

Zone II a : 8% est le pourcentage minimal d'acier à mettre dans la section de béton

La condition est alors vérifiée.

De (1) et (2) $\rightarrow B_r \geq \frac{B\beta Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{\beta Nu}{B}}$

$$B = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{20.86}{35}\right)^2 = 1.07$$

$$B_r \geq \frac{1.07 \times 0.067 \times 1.35 \times 385.970 \times 10^{-3}}{14.2 / 0.9 + 0.85 \times 0.067 \times 1.35 \times 385.970 \times 10^{-3} / 0.12} = 0.0023 \text{ m}^2$$

Or on a $B_r = (b-2) \times (h-2) = 0.1064 \text{ m}^2$

Alors $B_r = 0.1064 \geq 0.0023$ C'est vérifié

Les exigences du CBA93 sont vérifiées, alors la section adopté est $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Conclusion du chapitre

A la fin du chapitre nous avons conclus que :

- L'effet de la température sur les bâtiments en béton armé, dépend directement des dimensions en plan du projet.
- Les dimensions entre joints préconisées par le CBA93 sont une limite à la prise en compte de l'effet de la température sur les structures en béton armé.

- Les efforts normaux dus à la dilatation thermique provoquent un flambement des poutres, donc une vérification au flambement est nécessaire.
- Si la distance entre joint est dépassée, l'effet de la température peut ne pas être pris en considération dans les calculs, si des dispositions spéciales vis-à-vis des joints thermiques ont été prises.

CHAPITRE III

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

III. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du **RPA99 (version 2003)**,

BAEL 91 et **CBA 93**.

La transmission des charges verticales se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

III.1. Evaluation des charges et surcharges

III.1.1. Plancher terrasse

❖ La terrasse inaccessible :

Tableau III.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en mortiers	1.50	0.27
Forme de pente	0.10	2.2
total		6.60

- La charge permanente totale est $G_{terr} = 6.60 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terr} = 1.0 \text{ KN} / \text{m}^2$. **DTR B.C.2.2**

III.1.2. Plancher de l'étage courant

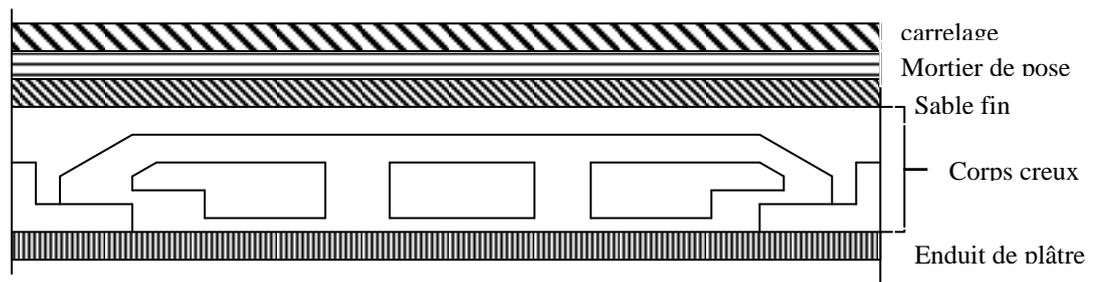


Figure III.1 : Plancher de l'étage courant

Tableau III.2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	0.9
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.20
total		5.15

- La charge permanente totale est $G_{étage} = 5.15 \text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$. **DTR B.C.2.2**

III.1.3. Plancher RDC et SOUS-SOL :

Tableau III.3 : Evaluation des charges dans le plancher RDC et Sous -Sol.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	0.9
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.015	0.21
total		5.16

- La charge permanente totale est $G_{étage} = 5.16 \text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage de service est estimée à $Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$. **DTR B.C.2.2.**

III.1.4. Dalles pleines et balcon :

Tableau III.4 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.150	3.75
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21
total		5.16

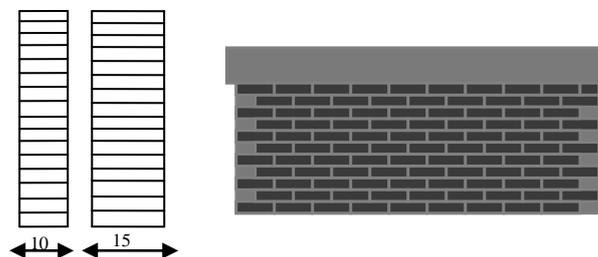
- La charge permanente totale est $G_{dalle} = 5.16 \text{KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5 \text{KN} / \text{m}^2$. **DTR B.C.2.2**

III.1.5. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau III.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21
total		2.61

- La charge permanente totale est $G_{mur} = 2.61 \text{KN} / \text{m}^2$.

**Figure III.2 :** Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

III.1.6. Murs intérieurs :

Tableau III.6 : Murs intérieurs.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Enduit de ciment	0.015	0.21
Briques creuses	0.10	0.90
total		1.26

- La charge permanente totale est $G_{mur} = 1.26 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

III.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent les différents niveaux du bâtiment de la structure, qui ont un rôle de résistance, isolation thermique et phonique, ils sont soit en corps creux, soit en dalles pleine

A) plancher à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B 6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 480 - 35 = 445 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{480 - 35}{22.5} = 19.78 \text{ cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

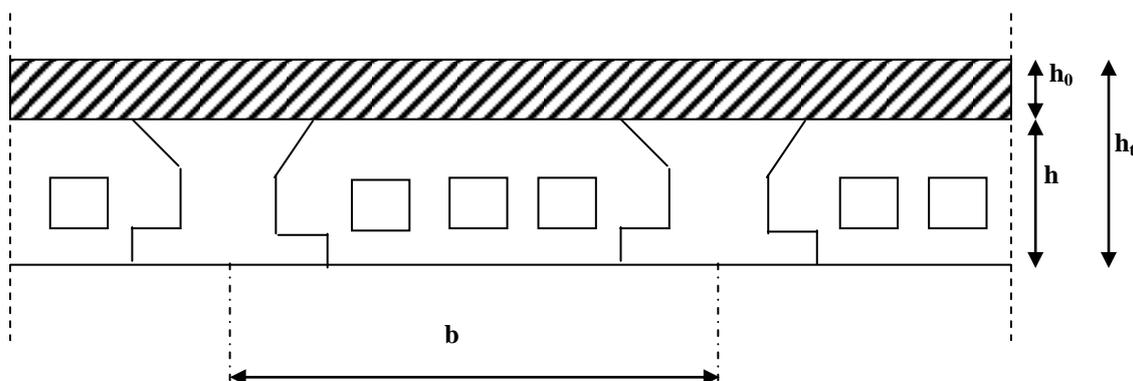


Figure III.3 : Plancher à corps creux.

- Les poutrelles

La poutrelle est une petite poutre préfabriquée en béton armé ou en précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère de la plus petite portée (Figure III.4)

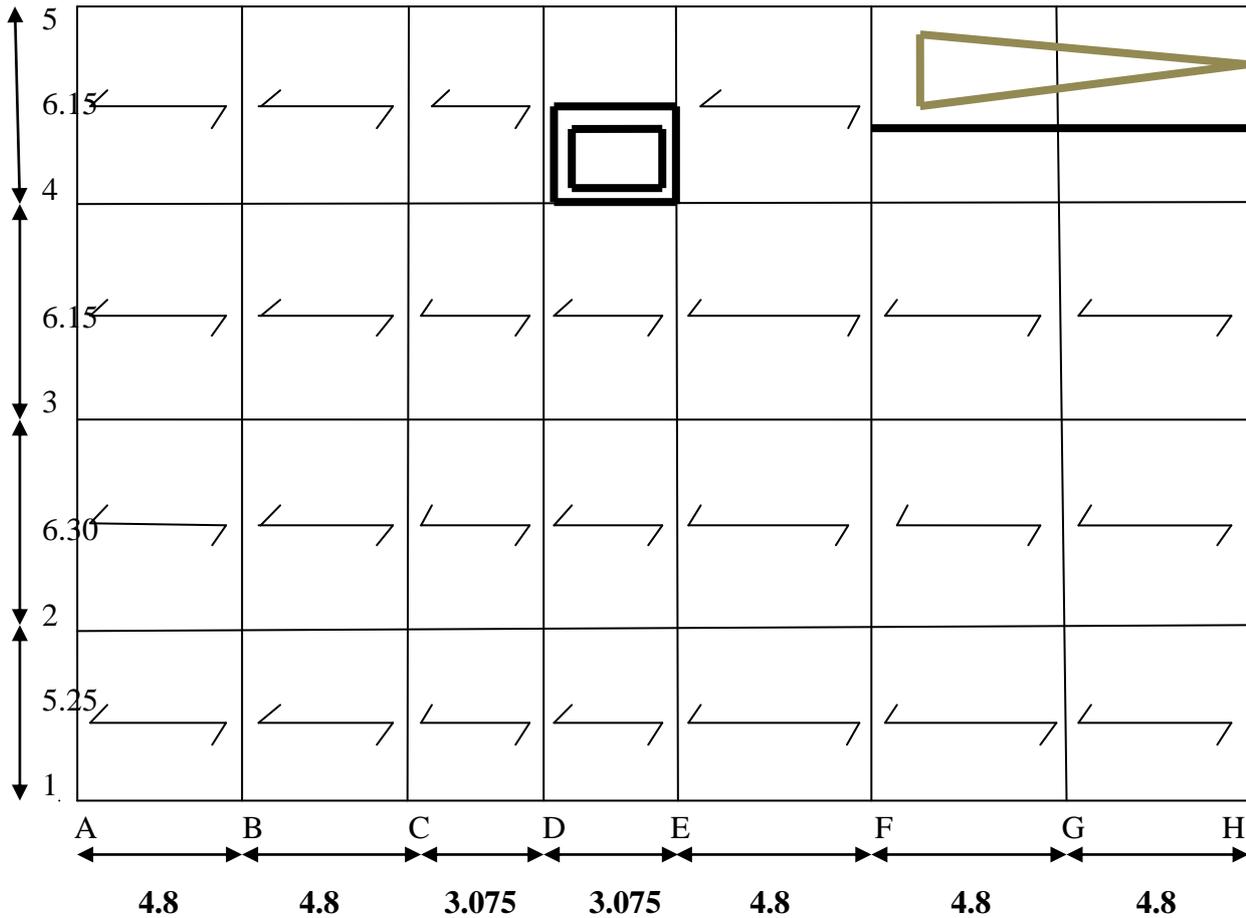


Figure III.4 : La disposition des poutrelles.

❖ **Pré dimensionnement**

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 ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On opte pour : **$b_0 = 10$ cm**

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

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{CBA93 (Art A.4.1.3)}$$

L_x : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 480 - 35 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{445}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b = 65$ cm.**

B) Plancher dalle pleine

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

a. Résistance au feu (CBA 93)

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

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

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

b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion

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

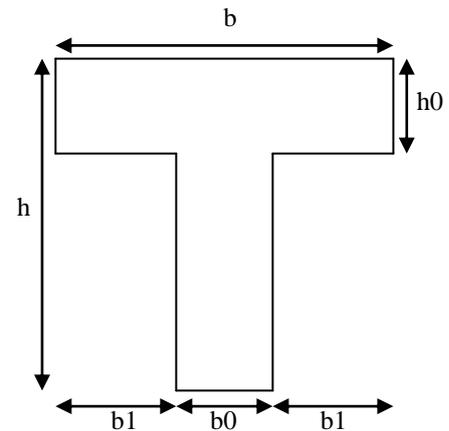


Figure III.5 : Schéma d'une poutrelle

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

➤ Dalle reposant sur un appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

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

B.1) Dalle reposant sur quatre appuis

$$\frac{235}{45} \leq e \leq \frac{235}{40} \Rightarrow 5.22cm \leq e \leq 5.87cm$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable :

$$e \geq 11cm$$

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

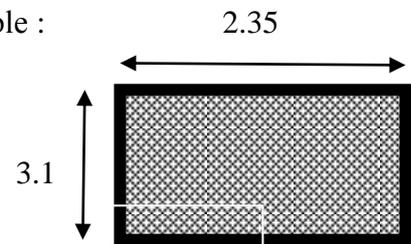


Figure III.6 : dalle sur 4appuis

B.2) Dalle reposant sur trois appuis

$L_x=150 \text{ cm}$.

$$\text{On aura donc : } \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

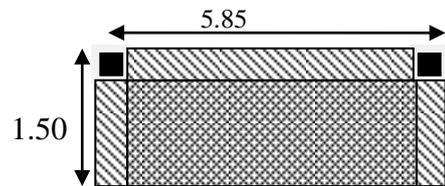


Figure III.7 : dalle sur 3appuis

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable :

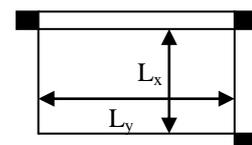
$$e \geq 11cm$$

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

B.3) Dalle reposant sur deux appuis

$L_x=263 \text{ cm}$

$$\text{On aura donc : } \frac{263}{35} \leq e \leq \frac{263}{30} \Rightarrow 7.51 \leq e \leq 8.76$$



Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable :

$$e \geq 11cm$$

Figure III.8 : Dalle sur deux appuis

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

III.2.2. L'acrotère

Définition :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse et aussi il sert à l'attachement du matériel lors l'entretien de la construction.

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

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H=60\text{cm}$

$$S=0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S=0.069\text{m}^2.$$

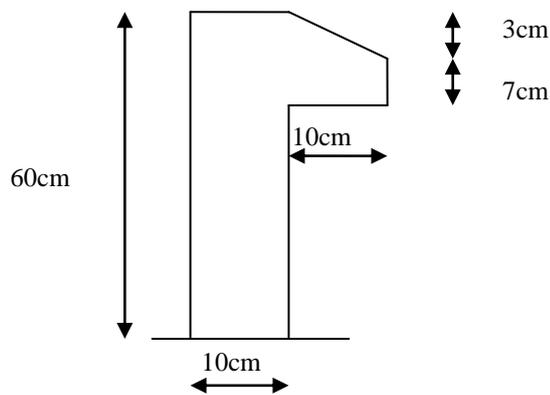


Figure III.9 : Dimension de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

➤ Charge vertical

Tableau III.7 : Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	2.125

➤ La charge d'exploitation est : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ **DTR B.C.2.2.**

III.2.3. Les escaliers

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

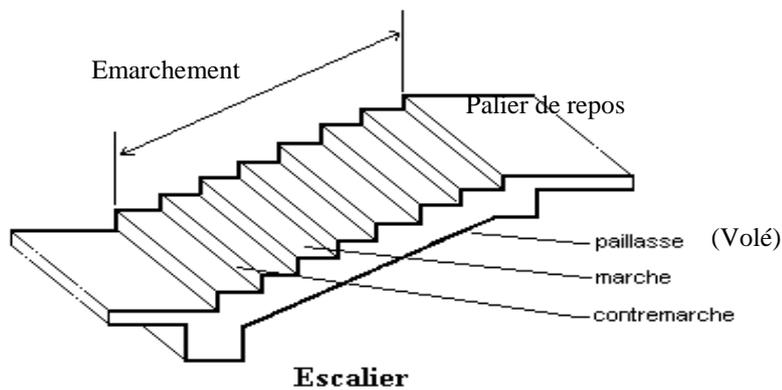


Figure III.10 : Schéma d'escalier.

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \dots\dots(01)$$

n : nombre de contre marche.
 H : hauteur de la volée.
 L : longueur de la volée.
 g: le giron

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

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2-(64+2H+L) n+2H=0$.

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis deux types d'escalier : escalier en béton armé et en bois.

Type1 : escalier droite à deux volées et trois palier

Volée1 :

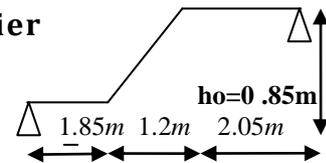
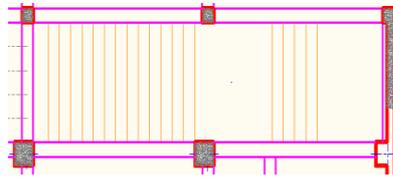


Figure III.11 : Schéma statique de la volée1

Calcul de h et g : $l_0 = 1.2m$

$$h_0 = 0.85 m$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0.$

On trouve : $n = 5$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ contres marches.} \\ 4 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{4} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{h_0}{5} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = 1.85 + \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} + 2.05 = 5.37m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{537}{30} \leq e \leq \frac{537}{20} \Rightarrow 17.9cm \leq e \leq 26.85cm \\ \text{Avec : } e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \\ \quad \quad e \geq 13cm \quad \quad \text{condition d'isolation phonique.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 20 cm.$

$$\alpha_1 = \arctg \frac{0.85}{1.20} = 35.31^\circ$$

Volée2:

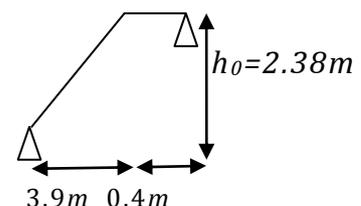


Figure III.12 : Schéma statique de la volée2

Calcul de h et g : On a : $l_0 = 3.90 m$

$$h_0 = 2.38 \text{ m}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

On trouve : $n = 14$ c-à-d : $\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ contres marches.} \\ 13 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{390}{13} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{238}{14} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

▪ **épaisseur de la paillasse :**

$$l = \sqrt{3.9^2 + 2.38^2} + 0.4 = 4.96 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{496}{30} \leq e \leq \frac{496}{20} \Rightarrow 16.53 \text{ cm} \leq e \leq 24.8 \text{ cm} \\ \text{Avec : } e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \\ \quad \quad e \geq 13 \text{ cm} \quad \quad \text{condition d'isolation phonique.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

$$\alpha_2 = \arctg \frac{2.85}{3.90} = 31.39^\circ$$

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau III.8 : Evaluation des charges sur les volées de l'escalier rez chaussée.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	20/(cos α_1)	25	6.12
	20/(cos α_2)		5.85
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	17 \times (1/2)	22	1.87
	17 \times (1/2)		1.87
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G_{volée1} = 10.19
			G_{volée2} = 9.92

Surcharge d'exploitation	Q = 2,50
---------------------------------	-----------------

➤ **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau III.9 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	20	25	5
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 6.6
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

Type II : escalier à deux volées droites et un seul quartier tournant incliné

L'escalier est composé de trois volées.

➤ **Volée 1:**

$$L=L_v=1.35 \Rightarrow L=1.35 m \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

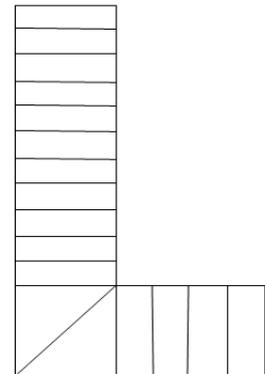


Figure III.13 : escalier à trois volées (type2)

$$\text{Soit } \frac{135}{30} \leq e \leq \frac{135}{20} \Rightarrow 4.5 \leq e \leq 6.75 \text{ cm}$$

$$h_0=0.825m$$

On adopte une épaisseur (e) supérieur à l'épaisseur de coupe feu e=11cm et de l'isolation phonique e=13cm.

On adopte : e=15 cm

$$\alpha_1 = \arctg \frac{0.825}{1.08} = 37.37^\circ$$

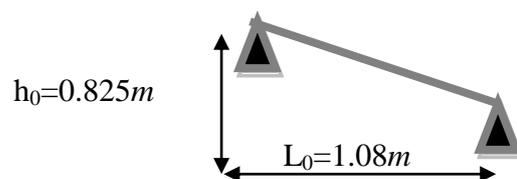


Figure III.14 : Schéma statique de la volée1

➤ **volée 2 : (deux tournant)**

On a, $h_0 = 0,33m$

Le nombre de contres marches égal à : $n = 0,33 \setminus 0,165 = 2$

$$h_0 = 0.33m$$

Le nombre de marches est de : $n - 1 = 1$

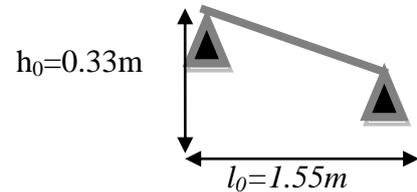


Figure III.15 : Schéma statique de la volée2

$$L_0 = 1.55m$$

La volée se dimensionne comme une dalle pleine inclinée sur un seul appui

$$1^{ere} \text{ condition de résistance : } e \geq \frac{L}{20}$$

Avec L : longueur de la console : $L = 158cm$

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 7.9cm.$$

2^{eme} condition de coupe-feu : $e \geq 11cm$pour 2heure de coupe-feu

3^{eme} condition d'isolation phonique $e \geq 13cm$

De ces trois conditions on choisit l'épaisseur de la paillasse de la volée II : $e = 13cm$.

$$\alpha_2 = \arctg \frac{0.33}{1.55} = 12.01^\circ$$

➤ **Volée 3:**

$$L = L_v = 3.56 \Rightarrow L = 3.56 m$$

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

$$\text{Soit } \frac{356}{30} \leq e \leq \frac{356}{20} \Rightarrow 11.86 \leq e \leq 17.8 cm$$

On adopte e supérieur à l'épaisseur du coupe feu

et d'isolation phonique $e = 15 cm$

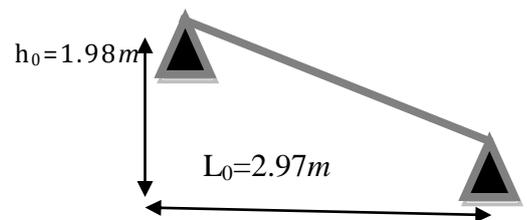


Figure III.16 : Schéma statique de la volée3

$$\alpha_3 = \arctg \frac{1.98}{2.97} = 33.69^\circ$$

❖ **Evaluation des charges de l'escalier type 2**

Tableau III.10: Evaluation des charges sur les volées I et II et III.

volée	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
I			15/ (cos α_1)	4,71

II	Paillasse	25	$13 / (\cos\alpha_2)$	3,32
III			$15 / (\cos\alpha_3)$	4.50
	Marches	22	16.5/2	1,87
	Gardes corps	//	//	0,60
	Lit de sable	18	2	0,36
	Mortier de pose	20	2	0,40
	Enduit ciment	20	2	0,40
	Carrelage	22	2	0,44
I	Charge permanente totale			G1=8,78
II	Charge permanente totale			G2=7,39
III	Charge permanente totale			G3=8.57
Surcharge d'exploitation (DTR BC 2.2)				Q=2,5

Type III : escaliers à deux volées droites et seul quartier tournant incliné (RDC)

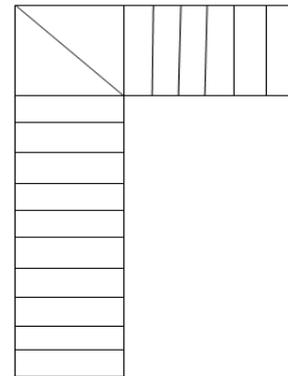


Figure III.17 : Escalier a trois volées (type3)

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier RDC dans le tableau suivant :

	$L_{volé}$ (m)	$H_{volé}$ (m)	N	$(n-1)$	Giron (cm)	$H(cm)$	e (cm)	A (degré)
Volée I	1.62	1.19	7	6	27	16.5	12	35.48
Volée II	1.10	0.34	2	1	27	16.5	12	16.69
Volée III	2.70	1.87	11	10	27	16.5	13	33.90

➤ **Evaluation des charges de l'escalier type (3)**

Tableau III.11 : Evaluation des charges sur les volées I et II et III

volée	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
I	Paillasse	25	$12 / (\cos\alpha_1)$	3.68
II			$12 / (\cos\alpha_2)$	3.13
III			$13 / (\cos\alpha_3)$	3.91

	Marches	22	16.5/2	1,815
	Gardes corps	//	//	0,60
	Lit de sable	18	2	0,36
	Mortier de pose	20	2	0,40
	Enduit ciment	20	2	0,40
	Carrelage	22	2	0,44
I	Charge permanente totale			G1=7.69
II	Charge permanente totale			G2=7.14
III	Charge permanente totale			G3=7.92
Surcharge d'exploitation (DTR BC 2.2)				Q=2,5

III.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

III.3.1. Les poutres :

A) Les poutres principales

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

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

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

$$L_{max} = 630 - 45 = 585\text{cm.}$$

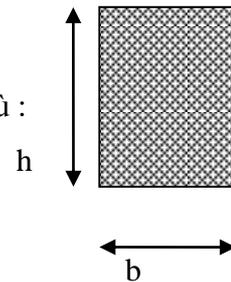


Figure III.18 : Coupe transversale d'une poutre

$$\Rightarrow 39\text{cm} \leq h \leq 58.5\text{cm.}$$

$$0.3h < b < 0.7h \Rightarrow 13.5 < b < 31.5$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre.

➤ **Vérifications**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h = 45\text{cm} > 30\text{ cm}$$

$$h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :
 $b \times h = (30 \times 45)\text{ cm}^2$.

B) Les poutres secondaires

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad L_{\max} : \text{Est la longueur maximale entre les entre axes d'appuis}$$

où :

$$L_{\max} = 480 - 35 = 445\text{cm.}$$

$$\Rightarrow 29.66\text{cm} \leq h \leq 44.50\text{cm.}$$

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

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ Vérifications

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4\text{ cm} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :
 $b \times h = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

c) Poutres de chaînages

Les chaînages horizontaux doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi)

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

$$\text{Avec : } L_{\max} = 461 - 22.5 = 438.5\text{cm}$$

$$\frac{438.5}{15} \leq h_t \leq \frac{438.5}{10} \Rightarrow 29.23\text{cm} \leq h_t \leq 43.85\text{cm}$$

Soit : $h_t = 30\text{cm}$ et $b = 20\text{cm}$

On prend $(20 \times 30)\text{ cm}^2$.

III.3.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$e \geq \max\left[\frac{265}{20}; 15\text{cm}\right]$ Pour le RDC.

$\Rightarrow e \geq 15\text{cm}$

$e \geq \max\left[\frac{230}{20}; 15\text{cm}\right]$ Pour le sous-sol

$\Rightarrow e \geq 15\text{cm}$

$e = 20$ pour Sous-sol.

$e \geq \max\left[\frac{277}{20}; 15\text{cm}\right]$ Pour RDC et Pour les étages d'habitation

$\Rightarrow e \geq 15\text{cm}$

$e = 15\text{cm}$ pour le RDC et Pour les étages d'habitation

III.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.

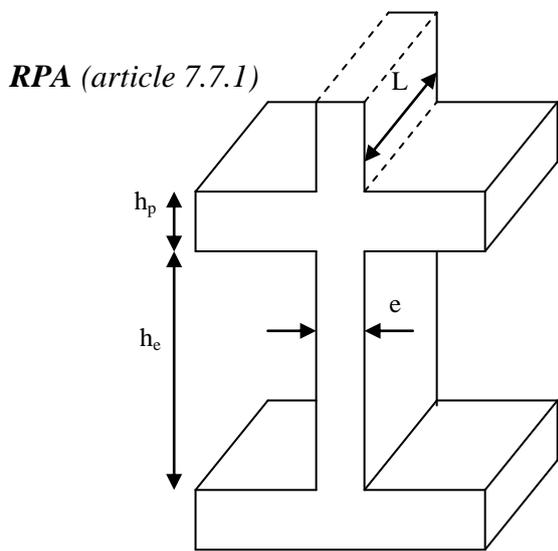


Figure III.19 : Coupe de voile en élévation

- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

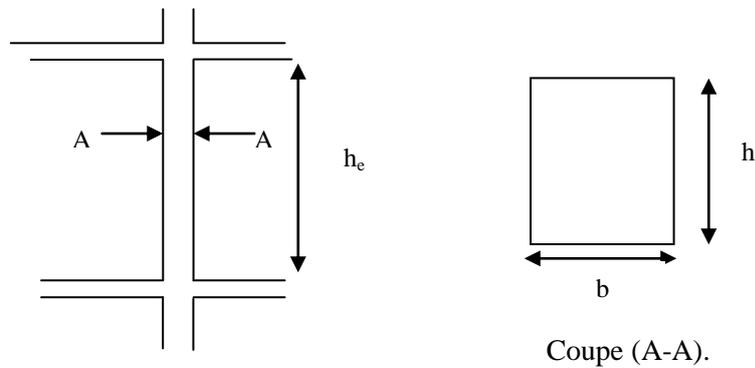


Figure. III.20 : Hauteur libre d'étage.

Les exigences de RPA En zone II.a	{	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	RPA (Art.7.4.1)
		$\min(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.}$	
		$0.25 < b/h < 4$	

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (2003) citées ci-dessus :

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Pour des poteaux :

-sous-sol :	$(b, h) = (60, 60) \text{ cm}^2.$
-R.D.C:	$(b, h) = (55, 55) \text{ cm}^2.$
-1 ^{er} , 2 ^{eme} étage:	$(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2.$
- 3 ^{eme} , 4eme étage:	$(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2.$
- 5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage:	$(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2.$
-7 ^{eme} . étage:	$(b, h) = (35, 40) \text{ cm}^2.$

III.4. La descente de charge

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

➤ **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'exploitation 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) : $0.9Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

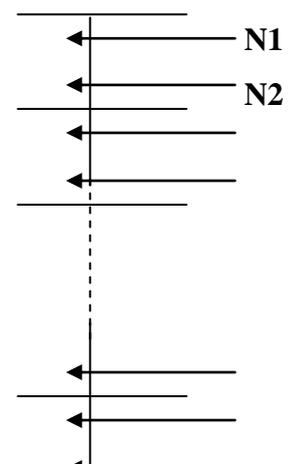
Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Calcul des charges au poteau : E-3

La surface afférente

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 21.54m^2$

Plancher Terrasse inaccessible:



$$G_T = 6.6 * 21.54 = 142.16 \text{ KN.}$$

$$Q_T = 1 + 21.54 = 21.54 \text{ KN.}$$

Plancher étages courants :

$$G = 5.15 * 21.54 = 110.93 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 * 21.54 = 32.31 \text{ KN}$$

Plancher RDC et Sous-sol :

$$G = 5.16 * 21.54 = 111.14 \text{ KN}$$

$$Q = 5 * 21.54 = 111.14 \text{ KN (commercial et sous-sol).}$$

$$Q = 2.5 * 21.54 = 53.85 \text{ KN (souple).}$$

Poutres :

$$G_{pp} = 0.3 * 0.45 * 25 * 5.925 = 19.99 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 0.3 * 0.4 * 25 * 3.637 = 10.91 \text{ KN}$$

Poteaux :

- Sous sol : $G_p = 25 * 0.60 * 0.60 * 2.5 = 22.5 \text{ KN.}$

- R.D.C : $G_p = 25 * 0.55 * 0.55 * 2.85 = 21.55 \text{ KN}$

- 1^{er}, 2^{eme} étage : $G_p = 25 * 0.50 * 0.50 * 2.97 = 18.56 \text{ KN.}$

- 3^{eme}, 4^{eme} étage : $G_p = 25 * 0.45 * 0.45 * 2.97 = 15.03 \text{ KN.}$

- 5^{eme}, 6^{eme} étage : $G_p = 25 * 0.40 * 0.40 = 11.88 \text{ KN.}$

- 7^{eme} étage : $G_p = 25 * 0.35 * 0.40 = 10.39 \text{ KN}$

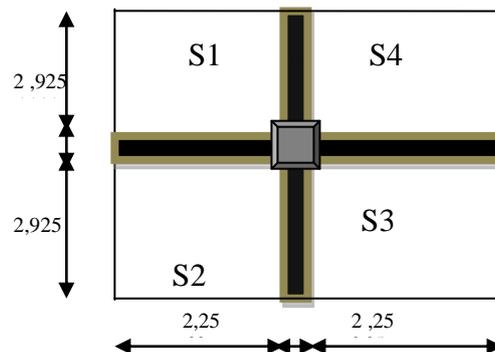


Fig III.22 : La surface afférente étage courant et terrasse inaccessible.

On représente les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Descente des charges pour le poteau E-3.

Niveaux	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	142.16	21.54
	Poutres (pp+ps)	30.90	
Σ		173.06	21.54
N°1	Venant de N°0	173.06	21.54
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (35*40)	10.39	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		325.28	82.929
N°2	Venant de N°1	325.28	82.929
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (40*40)	11.88	
	Plancher étage courant	110.93	32.31

Σ		478.99	108.777
N°3	Venant de N°2	478.99	108.777
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (40*40)	11.88	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		632.70	131.394
N°4	Venant de N°3	632.70	131.394
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (45*45)	15.03	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		789.56	150.78
N°5	Venant de N°4	789.56	150.78
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (45*45)	15.03	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		961.45	166.935
N°6	Venant de N°5	961.45	166.935
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (50*50)	18.56	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		1121.84	183.025
N°7	Venant de N°6	1121.84	183.025
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (50*50)	18.56	
	Plancher étage courant	110.93	32.31
Σ		1282.23	301.56
N°8	Venant de N°7	1282.23	301.56
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (55*55)	21.55	
	Plancher étage courant	111.14	53.85
Σ		1445.82	301.56
N°8*	Venant de N°8	1445.82	301.56
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (55*55)	21.55	
	Plancher étage courant	111.14	107.7

Σ		1609.41	409.26
N°8**	Venant de N°8	1609.41	409.26
	Poutres (pp+ps)	30.90	
	Poteaux (60*60)	22.50	
	Plancher étage courant	111.14	107.7
TOTAL		1776.95	516.96

On trouve :

$$G_{tot} = 1776.95 \text{ KN} \quad . \quad Q_{tot} = 516.96 \text{ KN}.$$

Calcul des charges revenantes au poteau :F-4

❖ **La surface afférente**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 14.11 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = S_4 = 14.62 \text{ m}^2$$

▪ **Les charges et surcharges:**

Plancher terrasse inaccessible: $G = 6.6 * 26.23 = 173.118 \text{ KN}$

$$Q = 1 * 26.23 = 26.23 \text{ KN}$$

Plancher étages sous sol : $G = 5.16 * 26.32 = 135.81 \text{ KN}$

Plancher de RDC –Soupente : $G = 5.16 * 14.11 = 72.80 \text{ KN}$

$$Q = 2.5 * 20.70 = 51.75 \text{ KN}$$

$$G_{escaliers} = 9.92 * 5.625 = 55.8 \text{ KN}$$

-Commerce : $G = 5.16 * 14.16 = 72.80 \text{ KN}$

$$Q = 5 * 14.11 = 70.55 \text{ KN}$$

$$G_{escaliers} = 120.861 \text{ KN}$$

Plancher étage courant (1^{er} et 5^{eme}): $G = 5.16 * 26.23 = 135.08 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 * 26.23 = 39.34 \text{ KN}$$

Plancher étage courant (6^{eme} 7^{eme}): $G = 5.15 * 19.74 = 101.66 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 * 19.74 = 29.61 \text{ KN}$$

$$S_{dalle\ pleine} = 1.5 * 2.925 = 4.38 \text{ KN}$$

$$G_{dalle\ pleine} = 5.16 * 4.38 = 22.60 \text{ KN}$$

$$Q_{dalle\ pleine} = 3.5 * 4.38 = 15.33 \text{ KN}$$

❖ **Poids propre du poteau :**

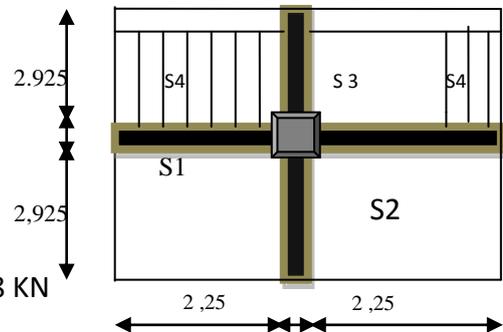


Figure III.23 : La surface afférente RDC (commerce)

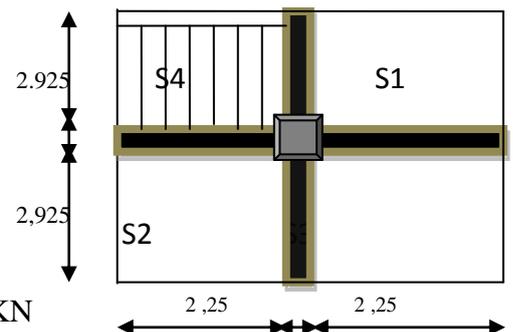


Figure III.24 : La surface afférente RDC (soupente)

Les étages	Section des poteaux (cm ²)	Poids propre(KN)
Sous-sol	60*60	22.5
RDC	55*55	21.55
Etage(1,2)	50*50	18.56
Etage (3 ,4)	45*45	15.03
Etage(5,6)	40*40	11.88
Etage(7)	35*40	10.39

- **Poutres principales**

$$P_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 4.07 = 13.73 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$P_{ps} = 25 * 0.3 * 0.4 * 4.73, = 14.19 \text{KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 27.92 \text{KN}$$

- **Poutres de chaînage :**

$$P_{ch} = 6.75 \text{KN}$$

- **Mur:**

Pour étage 6^{eme}:

$$G = 2.25 * 2.71 * 2.61 = 16.26 \text{KN}$$

Pour étage 7^{eme}:

$$G = 4.5 * 2.77 * 2.61 = 32.53 \text{KN}$$

Tableau III.13 : descente de la charge du Poteau F-4

Niveaux	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	173.11	26.23
	Poutres (pp+ps)	27.92	
Σ		201.03	26.23
N°1	Venant de N°0	201.03	26.23
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (35*40)	10.39	

	Mur extérieurs	32.53	15.33
	Dalle pleine	22.60	
	Plancher courant	101.66	29.61
Σ		396.13	71.17
N°2	Venant de N°1	396.13	71.17
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteau (40*40)	11.88	
	Dalle pleine	22.60	15.33
	Mur extérieurs	16.26	
	Plancher étage courant	101.66	29.61
Σ		576.45	111.66
N°3	Venant de N°2	576.45	
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (40*40)	11.88	
	Plancher étage courant	135.08	39.43
Σ		768.03	142.528
N°4	Venant de N°3	768.03	142.528
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (45*45)	15.03	
	Plancher étage courant	135.08	39.43
Σ		946.06	196.506
N°5	Venant de N°4	946.06	196.506
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (45*45)	15.03	
	Plancher étage courant	135.08	135.08
Σ		1124.09	192.55
N°6	Venant de N°5	1124.09	192.55
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (50*50)	18.56	
	Plancher étage courant	135.08	39.34
Σ		1305.65	211.66

N°7	Venant de N°6	1305.65	211.66
	Poutres (pp+ps)	27.912	
	Poteaux (50*50)	18.56	
	Plancher étage courant	135.08	39.43
Σ		1487.21	230.836
N°8	Venant de N°8	1487.21	230.836
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poutres des chainages	3.375	
	Escaliers	55.8	14.05
	Poteaux (55*55)	21.55	
	Plancher courant	72.80	51.75
Σ		1668.65	352.38
N°8*	Venant de N°8	1668.65	352.38
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poutres des chainages	6.75	
	Escaliers	120.861	36.55
	Poteaux (55*55)	21.55	
	Plancher courant	72.80	70.55
Σ		1917.93	496.03
N°8**	Venant de N°8*	1917.93	496.03
	Poutres (pp+ps)	27.92	
	Poteaux (60*60)	22.50	
	Plancher courant	135.81	136.6
TOTAL		2104.66	627.63

Les calculs montrent que le poteau **F-4** est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 2104.66 \text{ KN}, Q_{totale} = 627.63 \text{ KN}$$

❖ Vérification

➤ L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2104.66 + 1.5 \times 627.63 = 3782.68 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$.

L'effort normal maximum $N = 3782.68 \text{ KN}$.

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 3782.68 = 4160.948 \text{ KN}.$$

➤ Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{4160.27 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.293 m^2$$

$$B \geq 0.293 m^2$$

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

Tableau III.14 : Vérification de la compression simple.

Niveau	Section du poteau	N _U (MN)	B(m ²)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
Sous-sol	60*60	4160.27*10 ⁻³	3600*10 ⁻⁴	11.55	Vérifie
RDC(commerce)	55*55	3666.57*10 ⁻³	3025*10 ⁻⁴	12.12	Vérifie
RDC (soutente)	55*55	3059.37*10 ⁻³	3025*10 ⁻⁴	10.11	Vérifie
1 ^{er} niveau	50*50	2589.38*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	9.415	Vérifie
2 ^{eme} niveau	50*50	2288.129*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	9.15	Vérifie
3 ^{eme} niveau	45*45	1986.98*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	9.812	Vérifie
4 ^{eme} niveau	45*45	1729.134*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	8.48	Vérifie
5 ^{eme} niveau	40*40	1375.69*10 ⁻³	1600*10 ⁻⁴	7.81	Vérifie
6 ^{eme} niveau	40*40	1040.26*10 ⁻³	1600*10 ⁻⁴	6.88	Vérifie
7 ^{eme} niveau	35*40	705.68*10 ⁻³	1400*10 ⁻⁴	4.51	Vérifie

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$ (1)

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20}$ (2)

$\frac{1}{4} \leq b_1 \leq 4$ (3)

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

➤ **Vérification au flambement**

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante : **CBA 93 (Article B.8.2.1)**

On doit vérifier l’effort normal ultime :

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

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0.7 * l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

$$i : \text{ Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8\% * Br \quad \text{on prend } A_s = 1\% * Br$$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

$$Br = (a-2) * (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

➤ **Vérification du poteau sous-sol**

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 2.50 = 1.75m.$$

$$B = 0.60 * 0.60 = 0.36m^2 .$$

$$I = \frac{0.60 * 0.60^3}{12} = 1.08 * 10^{-2} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 * 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{1.75}{0.173} = 10.10 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{10.10}{35} \right)^2} = 0.836$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

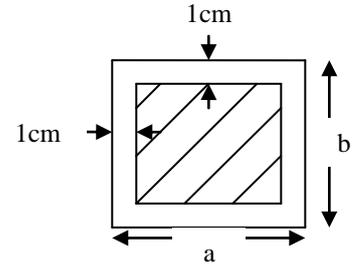


Figure III.25. section brute (Br)

BAEL 91(7-4-2)

$$B_r \geq \frac{4160.27 \times 10^{-3}}{0.836 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.234 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) \times 10^{-4} = 0.3364 m^2$$

$$B_r = 0.3364 m^2 > B_r = 0.234 m^2$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau III.15 : Vérification au flambement.

Type de poteau	B(cm ²)	l ₀ (cm)	l _r (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
60*60	3600	250	175	10.10	0.836	3364	4160.27	2340
55*55	3025	297	207.9	12.62	0.828	2809	3666.57	2090
50*50	2500	297	207.9	14.40	0.716	2304	2589.39	1700
45*45	2025	297	207.9	16.00	0.815	1849	1986.98	1151
40*40	1600	297	207.9	18.00	0.807	1444	1375.69	800
35*40	1400	297	207.9	18.07	0.806	1254	705.68	410

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

❖ Vérification de l'effort normal réduit

Selon le **RPA** (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

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

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit

Tableau III.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N _d (MN)	B(m ²)	V	ν ≤ 0.3
Sous-sol	4160.27*10 ⁻³	0.36	0.46	Non vérifiée
RDC	3666.57*10 ⁻³	0.3025	0.48	Non vérifiée
1^{er} et 2^{eme} niveau	2589.39*10 ⁻³	0.25	0.41	Non Vérifiée
3^{eme} et 4^{eme}	1986.98*10 ⁻³	0.2025	0.39	Non Vérifiée

niveau				
5^{ème} et 6^{ème} niveau	$1375.69 \cdot 10^{-3}$	0.16	0.343	Non Vérifiée
7^{ème} niveau	$705.68 \cdot 10^{-3}$	0.14	0.201	Vérifiée

Conclusion :

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

- **Poutres principales :** $(30 \cdot 45) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$
- **Poutres chainages :** $(20 \cdot 30) \text{ cm}^2$
- **Poteaux du sous-sol :** $(65 \cdot 65) \text{ cm}^2$
- **Poteaux du RDC :** $(60 \cdot 60) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 1, 2 :** $(55 \cdot 55) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 3 et 4 :** $(50 \cdot 50) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 5 et 6 :** $(45 \cdot 45) \text{ cm}^2$
- **Poteaux des étages 7 :** $(40 \cdot 40) \text{ cm}^2$

CHAPITRE IV

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV. Calcule des planchers

IV.1.Introduction

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d’une structure. Leurs fonctions essentielles :

- * **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d’exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- * **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Plancher à corps creux (16+4) : il est constitué de corps creux (hourdis) et d’une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.

- Plancher à dalle pleine.

IV.1.2.Etude les poutrelles

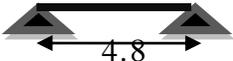
Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d’inertie constante.

❖ **Différents types de poutrelles**

Dans le cas de notre projet on a 10 types de poutrelles :

Tableau IV.1 : Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	
Type7	

Type8	
Type9	
Type10	

IV.1.3.Méthode de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.

a)-Méthode forfaitaire :

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

✳ Condition d'application :

1. Plancher à surcharge modérée :

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

2. Le rapport entre 2 travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

3. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

4. Fissuration peu nuisible

✳ Principe de la méthode forfaitaire

✳ Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

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

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

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

✳ **Les efforts tranchants**

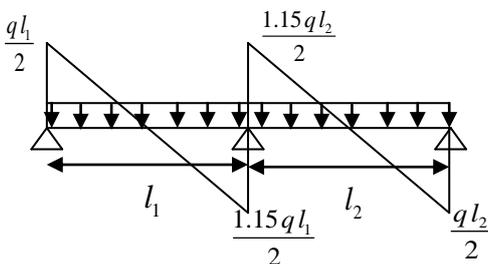
Les efforts tranchants sont évalués :

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

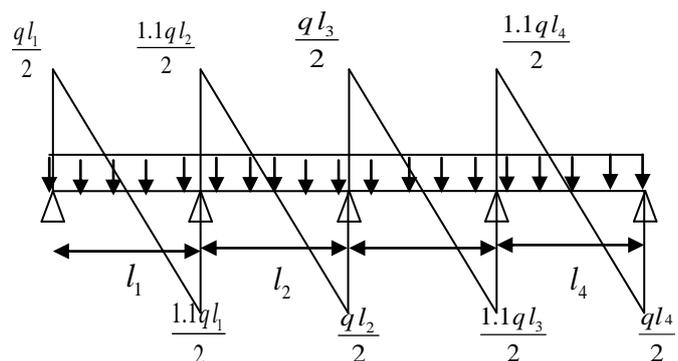
- L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :
 - ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
 - ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$



FigureIV.1 : Effort tranchant sur une poutre à 2travées



FigureIV.2 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de CAQUOT :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharges élevées, et également a des planchers a surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

✳ Principe de la méthode

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

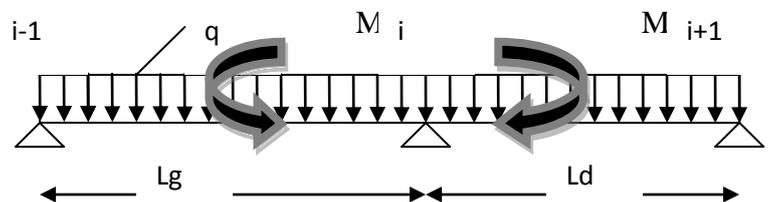


Figure IV.3 : Schéma statique de la poutrelle.

✳ Moment en appui

$$M_2 = - \left[\frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \right]$$

M_2 : Moment à l'appui 2.

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

Avec :

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

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

✳ Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

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

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

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

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

✱ Effort tranchant

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

Avec :

M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

IV.1.4. Combinaison d'action et calcul des charges :

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $p_u = 0.65 * q_u$

A L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 * p_s$

Tableau IV.2 : Combinaison d'action.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.60	1.00	10.41	6.766	7.60	4.94
Plancher Etage courant	5.16	1.50	9.202	5.981	6.65	4.322
Plancher étage service	5.15	2.50	10.716	6.96	7.66	4.979
Plancher étage commercial et sous-sol	5.16	5.00	14.466	9.402	10.16	6.604

IV.1.5. Détermination des sollicitations :

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot.

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants :

Tableau IV.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial et sous sol

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
01	A – B	4.8	4.8	----	0	-17.974	18.839	18.823	-26.312
	B – C	4.8	3.48	----	-17.974	-10.542	12.95	24.116	-21.019
	C – D	3.075	2.46	----	-10.542	-5.62	3.169	16.058	-12.856
	D – E	3.075	2.46	----	-5.62	-10.542	3.169	12.856	-16.058
	E – F	4.8	3.84	----	-10.542	-13.694	14.986	21.911	-23.224
	F – G	4.8	3.84	----	-13.694	-17.974	11.289	21.676	-23.459
	G-H	4.8	4.8		-17.974		18.839	26.312	-18.823
06	A – B	4.8	----	27.081	0	-13.541	24.308	22.567	-24.823
	B – C	4.8	----	27.081	-13.541	-13.541	17.537	24.823	-24.823
	C – D	4.8	----	27.081	-13.541	0	24.308	24.823	-22.567
08	A-B	4.8	4.8	----	0	-17.974	18.839	18.823	-26.312
	B-C	4.8	3.84	----	-17.974	-11.499	12.441	23.916	-21.218
	C-D	3.075	4.8	----	-11.499	0	6.074	18.179	10.688
09	A-B	4.8	----	27.081	0	-16.249	22.954	22.567	-25.952
	B-C	4.8	----	27.081	-16.249	0	22.954	25.952	-22.567
10	A-B	4.8	----	27.081	0	0	27.081	22.567	-22.567

Tableau IV.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial et sous sol.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (<i>M.Caquot</i>)	M_0 KN.m (<i>M</i> <i>.forfaitaire</i>)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
01	A – B	4.8	4.8	----	0	-12.491	13.287
	B – C	4.8	3.84	----	-12.491	-7.326	9.199
	C – D	3.075	2.46	----	-7.326	-3.906	2.283
	D – E	3.075	2.46	----	-3.906	-7.326	2.283
	E – F	4.8	3.84	----	-7.326	-9.517	10.614
	F – G	4.8	3.84	----	-9.517	-12.491	8.045
	G-H	4.8	4.8		-12.491	0	13.287
06	A – B	4.8	----	19.02	0	-9.51	17.072
	B – C	4.8	----	19.02	-9.51	-9.51	12.317
	C – D	4.8	----	19.02	-9.51	0	17.072
08	A-B	4.8	----	15.788	0	-12.491	-13.287
	B-C	4.8	----	15.788	-12.491	-7.991	8.845
	C-D	3.075	----	6.479	-7.991	0	4.298
09	A-B	4.8	----	19.02	0	-11.412	16.121
	B-C	4.8	----	19.02	-11.412	0	16.121
10	A-B	4.8	----	19.02	0	0	19.02

- Plancher service (soutente)

Tableau IV.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage Service (soutente).

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
02	A – B	4.8	4.8	----	0.00	-11.094	14.896	14.405	-19.027
	B – C	3.075	2.46	----	-11.094	-3.884	1.138	13.053	-8.364
	C – D	3.075	2.46	----	-3.884	-7.286	2.735	9.602	-11.815
	D – E	4.8	3.84	----	-7.286	-9.465	11.698	16.262	-17.17
	E – F	4.8	3.84	----	-9.465	-12.423	9.142	16.262	-17.332
	F – G	4.8	4.8	----	-12.423	0.00	14.329	19.304	-14.128
04	A – B	3.075	----	8.232	0	-4.116	6.979	10.708	-11.779
	B – C	3.075	----	8.232	-4.116	-8.024	5.519	11.779	-10.708
	C – D	4.8	----	20.059	-8.024	-8.024	13.997	16.716	-16.716
	D – E	4.8	----	20.059	-8.024	-10.03	12.994	16.716	-18.387
	E – F	4.8	----	20.059	-10.03	0	17.006	18.387	-16.716
09	A-B	4.8	----	20.059	0	0	20.059	16.716	-16.716
10	A-B	3.075	----	8.232	0	0	8.232	10.708	-10.708

Tableau IV.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage Service (soutente).

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquo t)	M_0 KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
02	A – B	4.8	4.8	----	0	-7.851	10.683
	B – C	3.075	2.46	----	-7.851	-2.749	0.861
	C – D	3.075	2.46	----	-2.749	-5.156	1.994
	D – E	4.8	3.84	----	-5.156	-6.698	8.423
	E – F	4.8	3.84	----	-6.698	-8.791	6.614
	F – G	4.8	4.8	----	-8.791	0	10.281
04	A – B	3.075	----	5.885	0	-2.943	4.989
	B – C	3.075	----	5.885	-2.943	-5.736	3.23
	C – D	4.8	----	14.34	-5.736	-5.736	10.006
	D – E	4.8	----	14.34	-5.736	-7.17	9.289
	E – F	4.8	----	14.34	-7.17	0	12.157
09	A – B	4.8	----	14.34	0	0	14.34
10	A-B	3.075	----	5.885	0	0	5.885

- Plancher étage courant

Tableau IV .7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage courant

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Momen t en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
03	A – B	4.8	4.8	----	0	-10.189	12.51	12.234	-16.48
	B – C	4.8	3.84	----	-10.189	-5.976	9.21	15.235	-13.479
	C – D	3.075	2.46	----	-5.976	-3.186	2.558	10.105	-8.29
	D – E	3.075	2.46	----	-3.186	-5.976	2.558	8.29	-10.105
	E – F	4.8	3.84	----	-5.976	-10.189	9.21	13.479	-15.235
	F – G	4.8	4.8	----	-10.189	0	12.51	16.48	-12.234
08	A – B	4.8	----	17.228	0	-10.337	13.228	14.356	-16.510
	B – C	4.8	----	17.228	-10.337	0	13.228	16.510	-14.356
09	A – B	4.8	----	17.228	0	0	17.228	14.356	-14.356

Tableau IV.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage courant

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
	A – B	4.8	4.8	----	0	-7.302	9.067
	B – C	4.8	3.84	----	-7.302	-4.283	6.703

03	C – D	3.075	2.46	----	-4.283	-2.283	1.876
	D – E	3.075	2.46	----	-2.283	-4.283	1.876
	E – F	4.8	3.84	----	-4.283	-7.302	6.703
	F – G	4.8	4.8	----	-7.302	0	9.067
08	A – B	4.8	----	12.45	0	-7.47	9.559
	B – C	4.8	----	12.45	-7.47	0	9.559
09	A-B	4.8	----	12.45	0	0	12.45

- Plancher étage inaccessible

Tableau IV.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage inaccessible.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
05	A – B	3.075	----	7.998	0	-4.799	5.998	10.404	-11.964
	B – C	3.075	----	7.998	-4.799	0	5.998	11.964	16.48
08	A – B	4.8	----	19.489	0	-11.693	14.617	16.240	-18.676
	B – C	4.8	----	19.489	-11.693	0	14.617	18.676	-16.240
09	A-B	4.8	----	19.48	-1.43	-1.43	9.51	13.83	13.83

Tableau IV.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage inaccessible.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquot)	M_0 KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
05	A – B	3.075	----	5.839	0	-3.503	4.379
	B – C	3.075	----	5.839	-3.503	0	4.379
08	A– B	4.8	----	14.227	0	-8.536	10.67
	B – C	4.8	----	14.227	-8.536	0	10.67
09	A-B	4.8	----	14.227	0	0	14.227

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Étage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	05	-1.199	-4.799	5.998	11.964	-0.875	-3.503	4.379
	08	-2.923	-11.693	14.617	18.676	-0.741	-8.536	10.67
	09	-2.923	-2.923	19.489	16.240	-0.741	-0.741	14.227
étage Courants	03	-0.1933	-10.189	12.51	16.48	-0.207	-7.302	9.067
	08	-2.584	-10.337	13.228	16.510	-1.867	-7.47	9.559
	09	-2.584	-2.584	17.228	14.356	-1.867	-1.867	12.45
	02	-3.410	-12.423	14.896	19.304	-2.369	-8.791	10.683
	04	-3.008	-10.03	17.006	18.387	-2.151	-7.17	12.157

Etage service (soutente)	09	-3.008	-3.008	20.059	16.716	-2.151	-2.151	14.34
	10	-1.234	-1.234	8.232	10.708	-0.882	-0.882	5.885
étage Commercial et sous-sol	01	-3.410	-17.974	18.839	26.312	-2.369	-12.491	13.287
	06	-4.062	-13.541	24.308	24.823	-2.853	-9.51	17.072
	08	-3.410	-17.974	18.839	23.916	-2.369	-12.491	-13.287
	09	-4.062	-16.249	22.954	25.952	-2.853	-11.412	16.121
	10	-4.062	-4.062	27.081	22.567	-2.369	-2.369	19.02

IV .1.6. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 5 sur trois appuis du plancher terrasse inaccessible qui est sollicité par :

$$M_{Travée}^{Max} = 27.081 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -4.062 KN.m(rive) \\ -4.062 KN.m(int erne) \end{cases}$$

$$V^{Max} = 22.567 KN$$

$$M_{Travée}^{Max} = 19.02 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.369 KN.m(Rive) \\ -2.369 KN.m(int erne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65cm$$

$$h_0 = 4cm$$

$$h = 16cm$$

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$

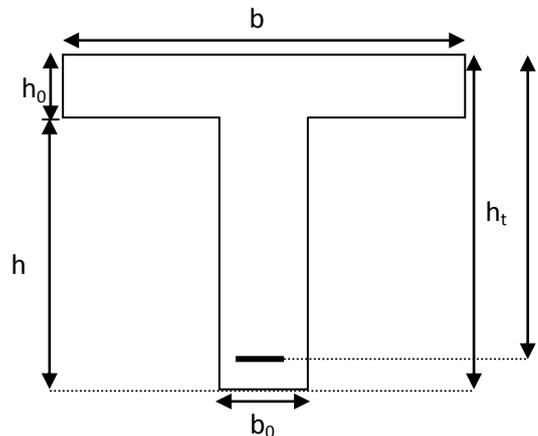


Figure .IV.4 : Section de poutrelle

1) Calcul à l'ELU

- Armatures longitudinales

a) En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m} \quad \text{i}$$

$M_{tu} > M_u = 27.081 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$).

Tableau IV.12 : Résultat de ferrailage de poutrelle type 5 en travée

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	27.081	0.09	0.118	0.171	4.55	1.412	2HA14+1HA14=4.62

b) En appuis

b.1) Appuis de rives

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions : $(b_0 \times h_t) = (0.12 \times 0.24) \text{ m}$

$$M_{Rive}^a = -4.062 \text{ KN.m}$$

b.2) Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -4.062 \text{ KN.m}$$

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

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

Tableau IV.13 : Résultat de ferrailage de poutrelle type 5 en appuis.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adop} (cm ²)
Rive	4.062	0.088	0.115	0.171	0.68	0.22	1HA10=0.79
intermédiaire	4.062	0.088	0.115	0.171	0.68	0.22	1HA10=0.79

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 22.567 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22.567 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.253 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_l = 0.79 + 4.62 = 5.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.41 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 22.567 \times 10^{-3}}{400} = 0.648 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Appui intermédiaire

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[22.567 - \frac{4.062}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.072 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l \geq -0.072 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification n'est à faire}$$

✓ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{22.567 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.47 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$$

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.68 \text{cm}^2$$

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

• **Espacement**

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

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

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

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

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (1,253 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 29,27 \text{cm}$$

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

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

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.

Ferrailage longitudinal								Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section

05	Travée	0.020	0.025	0.178	0.968	2HA12+1HA8=2.76	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.026	0.033	0.177	0.194	1HA8=0.50	0.22		
	App int	0.0187	0.023	0.178	0.774	1HA12+1HA10=1.92	0.22		
08	Travée	0.048	0.062	0.175	2.40	2HA12=2.26	1.41		
	App rive	0.063	0.082	0.174	0.48	1HA8=0.50	0.22		
	App int	0.254	0.373	0.113	2.19	1HA12+1HA10=1.92	0.22		
09	Travée	0.065	0.084	0.173	3.23	2HA10+1HA8=3.05	1.41		
	App rive	0.063	0.082	0.174	0.48	1HA10=0.79	0.22		

Tableau IV.15 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

Ferrailage longitudinal								Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
03	Travée	0.041	0.053	0.176	2.04	2HA12+1HA8=2.76	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0042	0.0052	0.179	0.031	1HA8=0.50	0.22		
	App int	0.221	0.316	0.157	1.86	1HA12+1HA10=1.92	0.22		
08	Travée	0.044	0.056	0.175	2.16	2HA12=2.26	1.41		
	App rive	0.056	0.072	0.174	0.425	1HA8=0.50	0.22		
	App int	0.224	0.321	0.156	1.90	1HA12+1HA10=1.92	0.22		
09	Travée	0.057	0.074	0.174	2.83	2HA10+1HA8=3.05	1.41		
	App rive	0.056	0.072	0.174	0.425	1HA10=0.79	0.22		

Tableau IV.16 : Ferrailage des poutrelles plancher étage Service.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Typ e	Position	μ_{bu}	α	Z(m)	A(c m ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
02	Travée	0.049	0.063	0.175	2.44	2HA12+1HA8=2.76	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.074	0.096	0.173	0.566	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.270	0.402	0.151	2.36	1HA14+1HA12=2.67	0.22		
04	Travée	0.056	0.073	0.174	2.8	2HA12+1HA10=3.05	1.41		
	App rive	0.065	0.084	0.173	0.497	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.218	0.311	0.157	1.83	1HA12+1HA10=1.92	0.22		
09	Travée	0.067	0.086	0.173	3.32	2HA14+1HA8=3.58	1.41		
	App rive	0.065	0.084	0.173	0.497	1HA10=0.79	0.22		
	Travée	0.027	0.034	0.177	1.33	2HA10+1HA8=2.07	1.41		

10	App rive	0.026	0.03 3	0.177	0.20	1HA8=0.50	0.22		
----	----------	-------	-----------	-------	------	-----------	------	--	--

Tableau IV.17 : Ferrailage des poutrelles plancher étage Commercial et sous-sol.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Typ e	Position	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.062 9	0.08 1	0.17 4	3.11	2HA14+1HA8= 3.58	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.074	0.09 6	0.17 3	0.566	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.390	0.66 3	0.13 2	3.91	2HA14+1HA12 =4.21	0.22		
06	Travée	0.081	0.10 6	0.17 2	4.05	2HA14+1HA12 =4.21	1.41		
	App rive	0.088	0.11 5	0.17 1	0.68	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.294	0.44 7	0.14 7	2.64	1HA14+1HA12 =2.67	0.22		
08	Travée	0.062	0.08 1	0.17 4	3.11	2HA14+1HA8= 3.58	1.41		
	App rive	0.074	0.09 6	0.17 3	0.566	1HA10=0.79	0.22		

	App int	0.390	0.66 3	0.13 2	3.91	2HA14+1HA12 =4.21	0.22		
09	Travée	0.076	0.09 9	0.17 2	3.82	2HA12+1HA10 =3.05	1.41		
	App rive	0.088	0.11 5	0.17 1	0.68	1HA10=0.79	0.22		
10	Travée	0.090	0.11 8	0.17 1	4.54	2HA14+1HA10 =4.62	1.41		
	Appuis	0.088	0.11 5	0.17 1	0.68	1HA10=0.79	0.22		

2) Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 4.379 KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -0.875 KN.m(Rive) \\ -3.503 KN.m(interne) \end{cases}$$

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

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

Tableau IV.18 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Adopte
Travées		29.255	8033009	3.705	2.019	15	Vérifiée
Appuis	rive	0.875	1670.625	4.5	2.356	15	Vérifiée
	inter	3.503	3472.95	6.632	6.689	15	Vérifiée

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Vérification des contraintes dans le béton.

Etage	type	Position	$M_{service}$ <i>Kn.m</i>	A_s <i>cm²</i>	y <i>Cm</i>	I <i>Cm⁴</i>	σ_b <i>MPa</i>	$\bar{\sigma}_b$ <i>MPa</i>	Observation
Terrasse inaccessible	05	Travée	4.379	2.07	3.705	8033.009	2.02	15	Vérifiée
		App inter	3.503	1.29	6.632	3472.95	6.689	15	Vérifiée
		App rive	0.875	0.50	4.5	1670.625	2.356	15	Vérifiée
	08	Travée	10.67	3.05	2.936	10952.213	2.660	15	Vérifiée
		App inter	8.536	2.67	8.552	5658.652	1.679	15	Vérifiée
		App rive	0.741	0.79	5.453	2405.99	1.679	15	Vérifiée
	09	Travée	14.227	3.58	4.730	11471.90	5.73	15	Vérifiée
		App rive	0.741	0.79	5.45	5373.774	0.75	15	Vérifiée
Etage courant	03	Travée	9.067	2.76	4.197	9489.30	0.914	15	Vérifiée
		App inter	0.207	0.5	4.5	1670.625	0.55	15	Vérifiée
		App rive	7.302	1.92	7.701	1843.95	3.067	15	Vérifiée
	08	Travée	9.559	2.26	3.845	6981.82	5.26	15	Vérifiée
		App inter	7.47	1.92	7.701	4577.16	3.23	15	Vérifiée
		App rive	1.867	0.50	4.5	1670.625	5.028	15	Vérifiée
	09	Travée	12.45	3.05	4.39	10306.37	5.3	15	Vérifiée
		App rive	1.867	0.79	5.453	2405.99	4.2	15	Vérifiée
	Soupente	02	Travée	10.683	2.76	2.710	10149.23	2.85	15
App inter			8.791	2.67	8.653	5658.65	13.44	15	Vérifiée

		App rive	2.369	0.79	5.453	2405.99	5.369	15	Vérifiée
	04	Travée	12.157	3.05	4.39	10306.378	5.178	15	Vérifiée
		App inter	7.17	1.92	7.701	4577.168	12.06	15	Vérifiée
		App rive	2.151	0.79	5.453	2405.00	4.87	15	Vérifiée
	09	Travée	14.34	3.58	3.329	12363.17	3.861	15	Vérifiée
		App rive	2.151	0.79	5.453	2405.99	4.87	15	Vérifiée
	10	Travée	5.885	2.07	3.705	7447.382	2.92	15	Vérifiée
		App rive	0.882	0.5	4.5	1670.625	2.37	15	Vérifiée
Etage commerciale	01	Travée	13.287	3.58	473	11741.90	5.35	15	Vérifiée
		App inter	12.491	4.21	10.03	9446.37	13.26	15	Vérifiée
		App rive	2.369	0.79	5.453	2405.99	5.278	15	Vérifiée
	06	Travée	17.072	4.21	3.782	13938.137	4.632	15	Vérifiée
		App inter	9.51	2.67	8.652	5658.65	14.54	15	Vérifiée
		App rive	2853	0.79	5.453	2405.99	1.28	15	Vérifiée
	08	Travée	13.287	3.58	4.73	11741.90	5.35	15	Vérifiée
		App inter	12.491	4.21	10.03	9446.37	13.26	15	Vérifiée
		App rive	2.369	0.79	5.453	2405.99	5.278	15	Vérifiée
	09	Travée	16.121	3.87	3.533	13106.872	4.34	15	Vérifiée
		App rive	2.853	0.79	5.453	2405.99	6.466	15	Vérifiée
	10	Travée	19.02	4.62	5.402	14363.565	7.153	15	Vérifiée
		App rive	2.369	0.79	10.031	4116.963	5.772	15	Vérifiée

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Tableau IV.20 : Vérification au cisaillement

	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table Nervure	Effort tranchant	
	App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25Mpa$	Le béton	Cisaillement
poutrelles	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$			$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0.a$ $V_u \leq 108Kn$
Etage Commercial et sous-sol	$A_l = 5.1$ $A_l \geq -0.072$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.072$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.47Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 22.567Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.235Mpa$ <i>Vérifiée</i>
Etage service (soutente)	$A_l = 4.37$ $A_l \geq -0.72$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.72$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.964Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 16.716Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.928Mpa$ <i>Vérifiée</i>
étage Courants	$A_l = 3.84$ $A_l \geq -0.045$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.045$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.687Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 14.356Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.797Mpa$ <i>Vérifiée</i>
Terrasse inaccessible	$A_l = 3.84$ $A_l \geq -0.051$ <i>verifiée</i>	$A_l \geq -0.051$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 1.908Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 16.240Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.902Mpa$ <i>Vérifiée</i>

• **Vérification de la flèche**

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

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.041 \dots\dots\dots(1)$$

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 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{480}{500} = 0.96cm$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1 \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$$

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \quad M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \quad M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8}$$

Contraintes (σ_s) :

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

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

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \quad f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \quad f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \quad f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

• Etat limite de déformation

Tableau IV.21 : Vérification des états limites de déformation

Planchers	Terrasse inaccessible	Etage courant	soupenne	Etage commerciale
q_{jser} (KN/m)	2.43	2.437	2.43	2.437
q_{gser} (KN/m)	4.29	3.347	3.354	3.354
q_{pser} (KN/m)	4.94	4.322	6.604	6.604
M_{jser} (KN.m)	5.248	5.263	5.248	5.263
M_{gser} (KN.m)	9.266	7.229	7.244	7.224
M_{pser} (KN.m)	10.67	9.335	14.264	14.264
I_0 (Cm ⁴)	50793.61	49722.607	50793.61	52052.776
ρ	0.019	0.016	0.019	0.023
λ_v	0.896	1.009	0.896	0.741
λ_i	2.24	2.52	2.24	1.854

σ_{sj} (Mpa)	97.43	104.25	93.47	80.53
σ_{sg} (Mpa)	172.02	143.19	129.02	110.841
σ_{sp} (Mpa)	198.09	184.90	254.05	218.256
μ_j	0.61	0.59	0.60	0.61
μ_g	0.75	0.68	0.691	0.70
μ_p	0.78	0.74	0.828	0.83
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	23610.958	21796.411	23837.061	26799.906
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	20848.123	20135.649	21929.544	248989.551
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	20338.151	18938.980	19572.522	22553.819
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	33416.848	35673.498	34507.89	35879.345
f_{ji} (m)	0.159	0.172	0.157	0.140
f_{gi} (m)	0.318	0.257	0.236	0.208
f_{pi} (m)	0.037	0.353	0.522	0.453
f_{gv} (m)	0.595	0.435	0.451	0.433
Δf (cm)	0.155	0.36	0.58	0.538
f_{adm} (cm)	0.96	0.96	0.96	0.96

VI.1.7. Les schémas des ferrailages :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible et étage courant			
Plancher étage service			
Plancher étage commercial et sous-sol			

Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

IV.1.8. Ferrailage de la dalle de compression

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

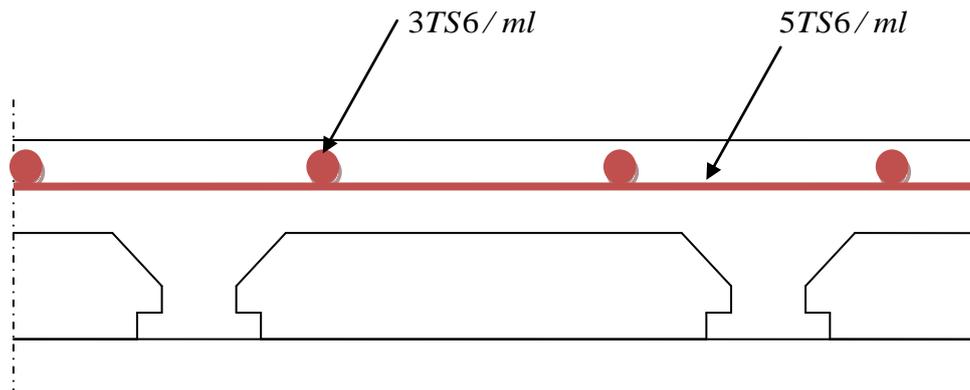


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

IV.2.ETUDE DES ESCALIERS

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

IV.2.1.Escalier type 1 : escalier droite à deux volées et trois paliers

$$\text{La volée 1 : } \begin{cases} G_{V1} = 10.19 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_{V1} = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 6.6 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Calcul du chargement

- A l'ELU

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 10.19) + (1.5 \times 2.5) = 17.506 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{uP} = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.6) + (1.5 \times 2.5) = 12.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- A l'ELS

$$q_{sV} = G_v + Q_v = 10.19 + 2.5 = 12.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.66 \times 1.85) + (17.506 \times 1.20) + (12.66 \times 2.05)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 70.381 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (12.66 \times \frac{1.85^2}{2}) + (17.506 \times 1.20 \times 3.05) + (12.66 \times 2.05 \times 5.1) - (R_B \times 5.1) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 35.076 \text{ KN} \\ R_A = 35.304 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 1.85 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{12.66}{2} x^2 - 35.076x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.33x^2 + 35.304x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.85) = 43.647 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -12.66x + 35.304$$

$$\begin{cases} T(0) = 35.304 \text{ KN} \\ T(1.85) = 11.883 \text{ KN} \end{cases}$$

- $1.85 \leq x \leq 3.05 \text{ m}$

$$M(x) + 12.66 \times 1.85 \times (x - \frac{1.85}{2}) + 17.506 \times \frac{(x-1.85)^2}{2} - 35.304 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -8.753x^2 + 44.269x - 8.288$$

$$\begin{cases} M(1.85) = 43.649 \text{ KN.m} \\ M(3.05) = 45.305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -17.506x + 44.269$$

$$\begin{cases} T(1.85) = -11.88 \text{ KN} \\ T(3.05) = 9.123 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -17.506x + 44.269 = 0$$

$$x = 2.528 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 2.528) = 47.683 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 2.05 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{12.66}{2}x^2 - 35.076x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.33x^2 + 35.076x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.05) = 45.305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -12.66x + 35.076$$

$$\begin{cases} T(0) = 35.076 \text{ KN} \\ T(2.05) = 9.123 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 35.076 \text{ KN} \\ R_A = 35.304 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M^{\max}(x = 2.528) = 47.683 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 35.076 \text{ KN}$$

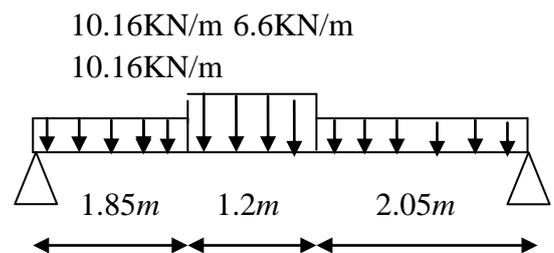


Figure IV.7 : Schéma statique de l'escalier type 1

- **Le Ferrailage**

$$M_0 = M^{\max} = 47.683 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 47.683 = 35.728 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 47.683 = 23.841 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Résultat de ferrailage de l'escalier rez chaussé.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	35.728	0.0777	0.101	0.172	5.65	6HA12 = 6.79
En appui	23.841	0.0518	0.0665	0.175	3.91	5HA10 = 3.93

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications à l'Etat Limite Ultime

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.076 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.194 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 6.79 + 3.93 = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 10.72 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 35.076 \times 10^{-3}}{400} = 1.008 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres selon BAEL91 exigent :

- **Armatures longitudinales**
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Armatures transversales**
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS**

➤ **État limite de compression du béton**

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

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

$$R_A = 25.443 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.274 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 2.528 \text{ m}) = 34.417 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 34.417 = 29.255 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 34.417 = 13.767 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _b
Travées	29.255	21370.26	5.121	7.01	15	Vérifiée
Appuis	13.767	13686.1	4.054	4.078	15	Vérifiée

❖ **État limite de déformation**

○ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas satisfaite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{510} = 0.0392 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Les propriétés de la section :

$$y = 5.121\text{cm}, I = 21370.26\text{cm}^4, I_0 = 339851.7\text{cm}^4, \rho = 0, 0037, \lambda_i = 5.567, \lambda_v = 2.226$$

$$E_i = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{MPa}$$

$$M_{jser} = 17.238\text{KN.m} ; M_{gser} = 22.346\text{KN.m} ; M_{pser} = 29.255\text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 155.828\text{MPa} ; \sigma_{sg} = 202.001\text{MPa} ; \sigma_{sp} = 264.447\text{MPa}$$

$$\mu_j = 0.174 ; \mu_g = 0.286 ; \mu_p = 0.396$$

$$I_{f_{ij}} = 189683\text{cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 1444179\text{cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 198523\text{cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 228346\text{cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.728\text{cm} ; f_{gi} = 1.242\text{cm} ; f_{pi} = 2.011\text{cm} ; f_{gv} = 2.352\text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.394\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5\text{cm} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 5.105\text{mm}.$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de l'escalier

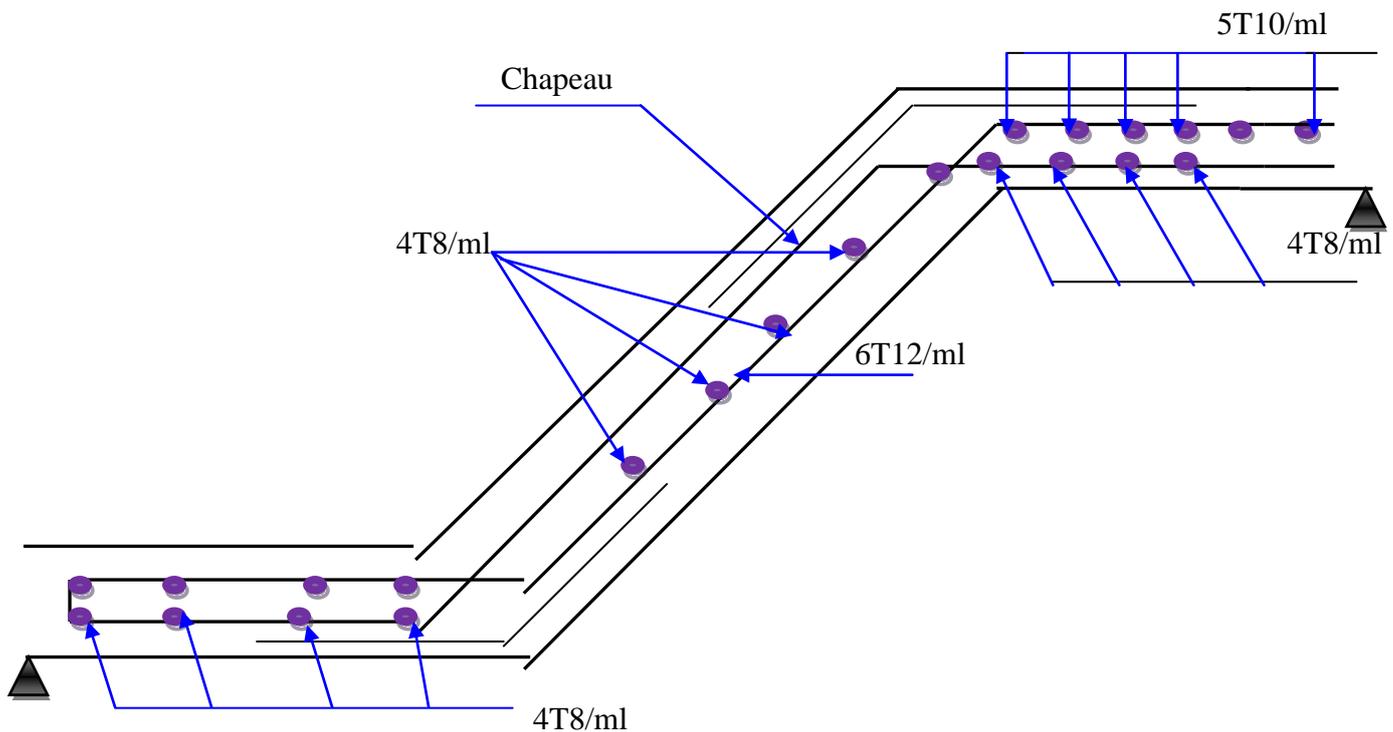


Figure IV.8: Schéma de ferrailage des volées (1)

➤ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$$q_v = 17.142 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 12.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 57.704 \text{ KN}$$

$$R_B = 55.094 \text{ KN}$$

$$M_0^{max} = 61.911 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 46.433 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = 30.955 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 57.704 \text{ KN}$$

b) l'ELS :

$$q_v = 12.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 9.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

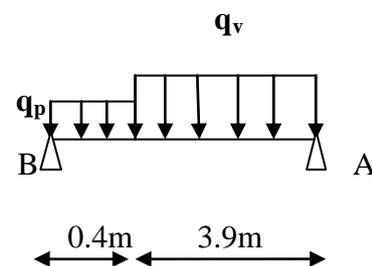


Figure IV.9 : schéma statique de volée2

Après calcul on trouve :

$$R_A = 42.146KN$$

$$R_B = 40.520KN$$

$$M_0 = 45.218KN.m$$

$$M_t = 0,75M_0 = 38.435KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = 18.087KN.m$$

$$V_{ser} = 42.146KN$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 46.433KN.m$

En appui : $M_a = 30.955 kN.m$

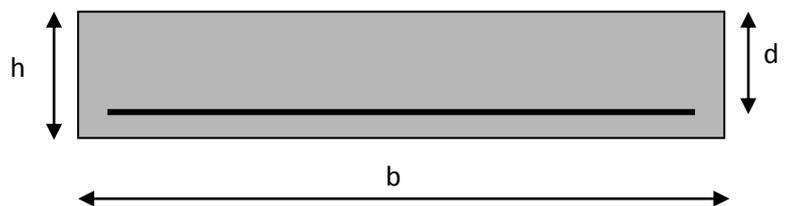


Figure IV.10 : Section à ferrailer

b = 100 cm.

d = 18cm.

h = 20 cm.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.24 : Résumé des résultats de ferrailage.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{Adop} (cm^2)$
En travée	46.433	0.1011	0.133	0.170	7.83	2.17	8HA12=9.05
En appuis	30.955	0.0674	0.0873	0.173	5.12	2.17	5HA12=5.65

❖ **Vérifications**

a) **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{57.704 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.320MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$$

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.262 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_t \geq 2.262 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_a \geq 1.412 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Ecartement des barres :**

- **Armatures principaux:** $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(42; 33) \text{ cm}$
On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(56; 45) \text{ cm}$
On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau IV.25 : Calcul des contraintes.

localisation	$M(KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
En travée	38.435	4.740	18451	4.64	15	Vérifiée
En appuis	8.967	5.763	26708	3.9	15	Vérifiée

- **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{510} = 0.0392 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

▪ Calcul de la flèche

Les propriétés de la section :

$$y = 5.763\text{m}, I = 26708\text{m}^4, I_0 = 342021\text{m}^4, \rho = 0,005, \lambda_i = 4.176, \lambda_v = 1.670$$

$$E_i = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{MPa}$$

$$M_{jser} = 15.074\text{KN.m} ; M_{gser} = 19.375\text{KN.m} ; M_{pser} = 24.287\text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 103.593\text{MPa} ; \sigma_{sg} = 133.155\text{MPa} ; \sigma_{sp} = 166.907\text{MPa}$$

$$\mu_j = 0.121 ; \mu_g = 0.230 ; \mu_p = 0.326$$

$$I_{f_{ij}} = 249556\text{cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 191546\text{cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 159161\text{cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 271513\text{cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.344\text{cm} ; f_{gi} = 0.576\text{cm} ; f_{pi} = 0.869\text{cm} ; f_{gv} = 1.219\text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.168\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{cm} = \frac{430}{500} = 8.6\text{mm.}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

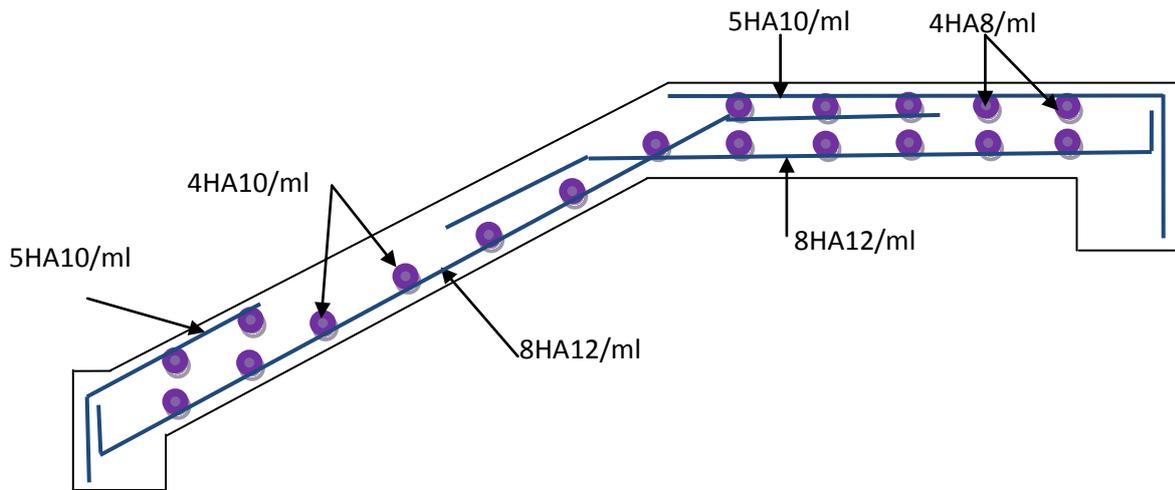


Figure IV.11: Schéma de ferrailage des volées (2).

V.1.4.2. Etude de la poutre palière :

➤ **Dimensionnement :**

Condition de la flèche :



$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm < h < 29cm$$

Figure IV.12 :Schéma statique de la poutre palière

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On prend : h=40cm ; b=35cm.

➤ **Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.35 \times 0.4 \times 25 = 3.5KN / m$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.61 \times \left(\frac{2.85 - 0.3}{2} \right) = 3.327KN / ml$$

Les sollicitations de la poutre palière :

Tableau VI.26 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 35.076\text{KN}$	$R_B = 25.274\text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 44.292\text{KN/m}$	$P_s = 32.101\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.534\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.359\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -23.068\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -16.719\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 55.36\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 40.126\text{KN}$

➤ **Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

Tableau IV.27 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	11.534	0.016	0.020	0.376	0.87	1.6
En appuis	23.068	0.032	0.040	0.373	1.77	1.6

❖ **Vérification à l'ELU**

▪ **l'effort tranchant**

$$V_u = 55.36\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.416 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (55.36 \times 10^{-3} - \frac{11.534 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -0.622\text{cm}^2$$

Vérifier.

▪ **Calcul de l'espacement**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$$

On adopte : $S_t=15\text{cm}$ en travée et $S_t=10\text{cm}$ en appui

▪ **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure IV.9**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 30.955 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL91**.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$B e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0996 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.266 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.65 \text{ cm}^2$$

▪ **Section d'armatures finale**

• **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 0.87 + \frac{5.65}{2} \Rightarrow A^t = 3.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A, Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.77 + \frac{5.65}{2} \Rightarrow A^a = 4.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A, Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ **BAEL (ChapI.III)**

On a $V_{\max} = 55.36 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.416 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30.955 \times 10^{-3}}{0.0996 \times 2 \times 0.0583} = 2.66 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.692 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit $St = 15 \text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_t^{min} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{30.955 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 966 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.69 \text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.57 + 0.69 = 2.26 \text{cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4T8 = 3.14 \text{cm}^2$

❖ **Vérification à ELS**

➤ **Etat limite de compression de béton**

Sur appuis : ($M_a = 23.068 \text{KN.m}$) ; $y = 10.445 \text{cm}$; $I = 65912.47 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.068 \times 10^{-3}}{65912.47 \times 10^{-8}} \times 10.445 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 11.534$; $y = 10.445 \text{cm}$; $I = 65912.47 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.82 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Evaluation de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.16 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.16 > 0.1; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche n'est}$$

pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière

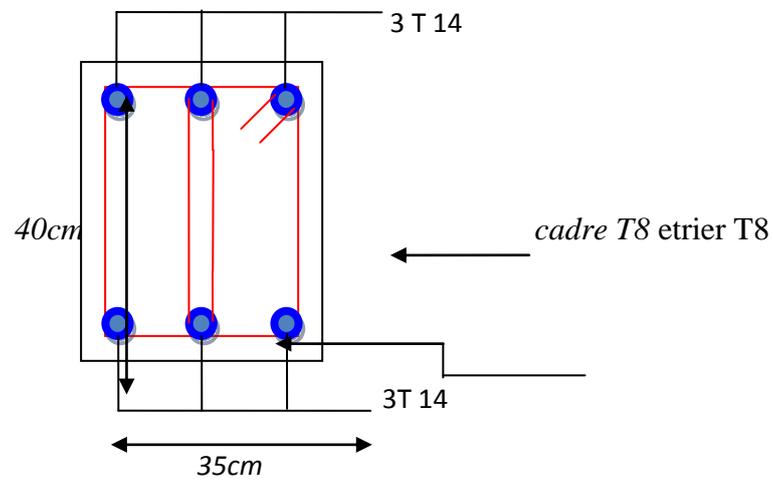


Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de la poutre

IV.2.3. Etude de l'escalier type (2) :

Etude de la volée I :

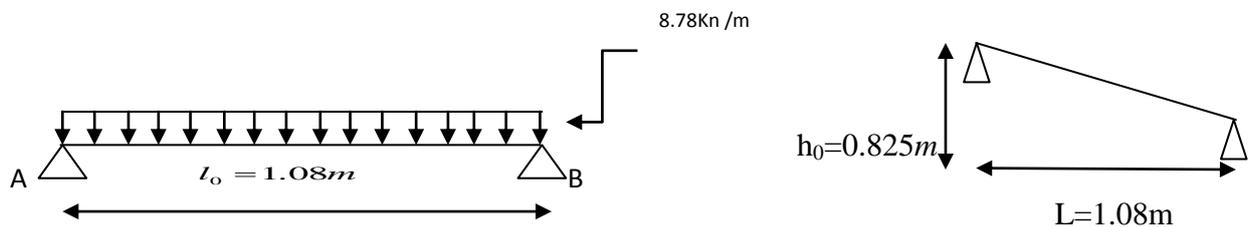


Figure IV.14 : schéma statique de la volée I

❖ Combinaison de charges

$$G = 8.78 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU

$$P_u = 15.603 \text{ KN/m.}$$

ELS

$$P_s = 11.28 \text{ KN/m.}$$

❖ Calcul des sollicitations

ELU

$$M_0 = \frac{p_u * l^2}{8} = \frac{15.603 * 1.08^2}{8} = 2.274 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u * l}{2} = \frac{15.603 * 1.08}{2} = 8.425 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_0^{ser} = 1.644 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_0 : Moment isostatique

V_u : Effort tranchant au niveau de l'appui

❖ **Le Ferrailage****A l'ELU**• **Caractéristique de la section**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.28 : Résumé des résultats de ferrailage (volée1)

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$	St(cm)
En travée	1.705	0.0071	0.0089	0.129	0.37	1.56	4T8=2.01	25
En appuis	1.137	0,0047	0,0006	0.129	0.25	1.56	4T8 = 2.01	33

• **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_{rt} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_{ra} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'armatures égale en appuis et en travée : $A_{rt} = A_{ra} : 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification a l'ELU**• **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\sigma} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA .A.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = V^{\max} / bd = \frac{8,425 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,064\text{MPa} < 3,25\text{MPa}. \text{ pas risque de cisaillement.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[8,425 \times 10^{-3} - \frac{2,274 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13} \right] \times \frac{1,15}{400} = -0,316 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **Etats limite d'ouvertures des fissures**

L'état de la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

• **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 sa contrainte admissible.

Tableau. IV.29 : Calcul des contraintes.

	M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	1.233	2.01	2.514	3844.49	0.806	15	vérifié
En appuis	0.822	2.01	2.514	3844.49	0.537	15	vérifié

• **état limite déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le (BAEL91. L.VI.2) et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/80 \quad \rightarrow 0,138 > 0,0125 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t / 20 \times M_o \quad \rightarrow 0,138 > 0,0375 \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow 0,0015 < 0,005 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Etude de la volée II :

$$G = 7.39 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 13.726 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 9.89 \text{ KN/m}$$

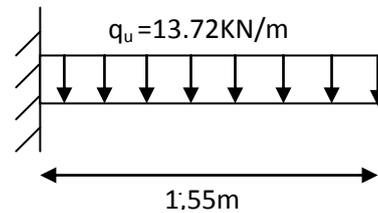


Figure IV.15 : Schéma statique de la volée (II)

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

Tableau IV.30 : Résumé des résultats de ferrailage (volée2)

	$M_t (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{CAL} (cm ²)	A_{obt} (cm ²)	A_{min} (cm ₂)	S_t (cm ²)
travée	12.366	0.071	0.093	0.105	3.35	5T10=3.93	1.32	25

$$A_R = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} \Rightarrow A_R = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4T8 avec $A_R = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

- **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.275 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Tableau IV.31 : Calcul des contraintes.

	$Ms (KN.m)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	11.880	3.059	4678.871	7.78	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Etude de la volée III :

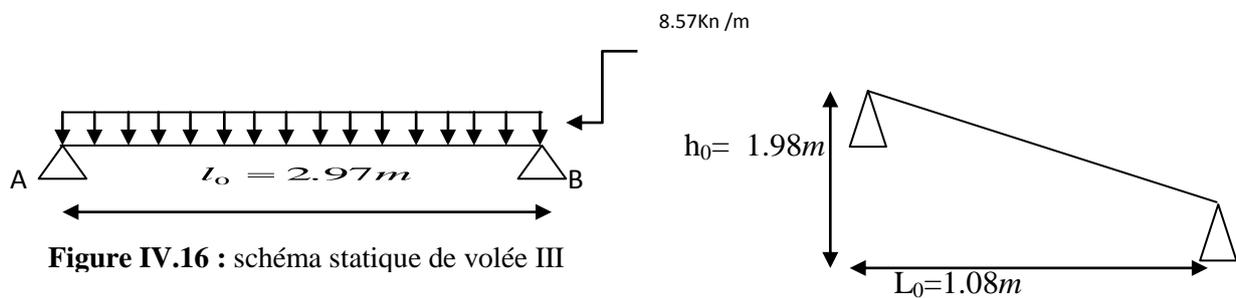


Figure IV.16 : schéma statique de volée III

❖ **Combinaison de charges**

$$G = 8.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

ELU

$$P_u = 15.319 \text{ KN/m.}$$

ELS

$$P_s = 8.57 + 2.5 = 11.07 \text{ KN/m,}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

ELU

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{15.319 \times 2.97^2}{8} = 16.890 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{15.319 \times 2.97}{2} = 22.74 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_0^{ser} = 12.205 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage à l'ELU**

- **Caractéristique de la section :**

b = 100cm

h = 15cm

d = 13cm

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux IV.32 : Résumé des résultats de ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm^2)	A_{min} (cm)	$A_{Adopté}(cm^2)$	$St(cm)$
En travée	12.667	0.052	0.066	0.126	2.87	1.56	4T10=3.93	25
En appuis	8.445	0,035	0,044	0.127	1.90	1.56	4T8 = 3.93	33

• **Armatures de répartition**

En travée : $A_{rt} = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2.$

En appui : $A_{ra} = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2.$

On adopte : 3HA8 = 1,51cm².

❖ **Vérification a l'ELU**

• **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est peu nuisible donc :

$\bar{\tau} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5MPa) = 3,25MPa \dots\dots\dots (CBA .A.A.5.1.2.1.1)$

$\tau_u = V^{max} / bd = \frac{22.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.174MPa < 3,25MPa. \text{ pas risque de cisaillement.}$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

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

$A_s \geq \left[22.74 \times 10^{-3} - \frac{16.890 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right] \times \frac{1.15}{400} = -3.496 \times 10^{-4} m^2.$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **Etats limite d'ouvertures des fissures**

L'état de la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

• **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 sa contrainte admissible.

Tableaux IV.33 : Calcul des contraintes.

	M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
En travée	9.153	3.93	3.369	6741.91	4.57	15	vérifiée
En appuis	6.102	3.93	3.369	6741.91	3.04	15	vérifiée

• **état limite déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le (BAEL91. L.VI.2) et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > 1/80 \quad \rightarrow 0.0505 > 0.0125 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h_t}{l} > M_t/20 \times M_o \quad \rightarrow 0.0505 > 0.0374 \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow 0.003 < 0.005 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

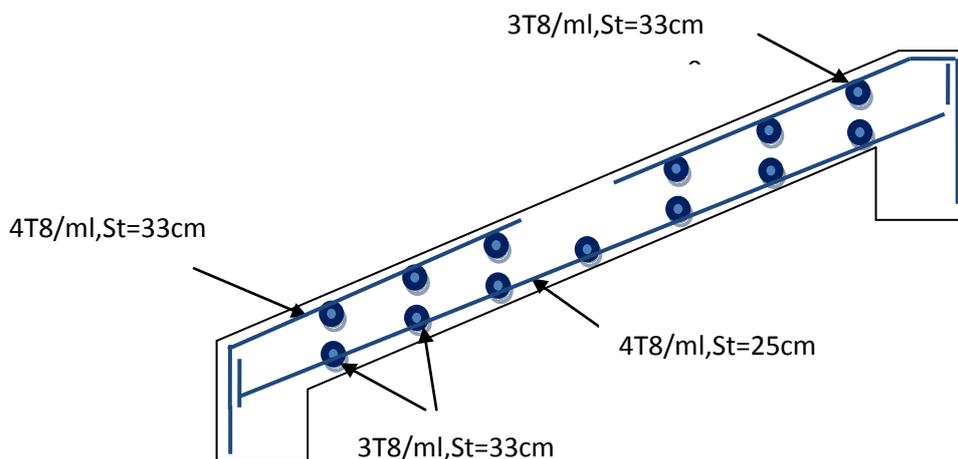


Figure IV.17 : Schéma de ferrailage des volées (I) de type l'escalier type(2)

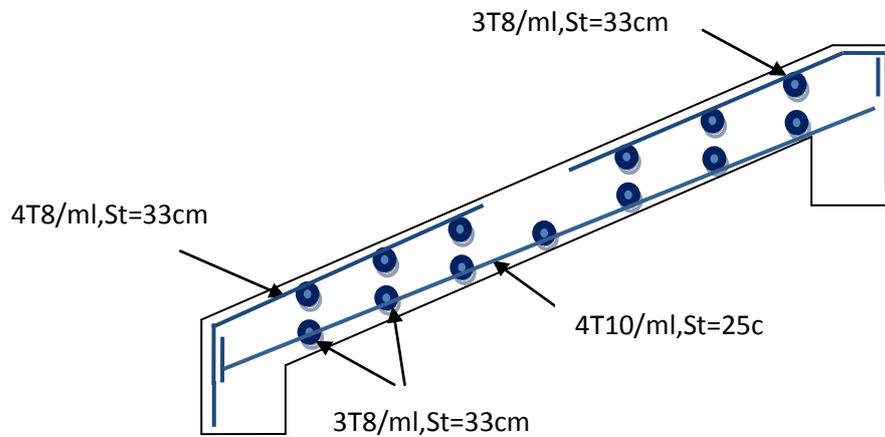


Figure IV.18 : Schéma de ferrailage des volées (III) de l'escalier type(2)

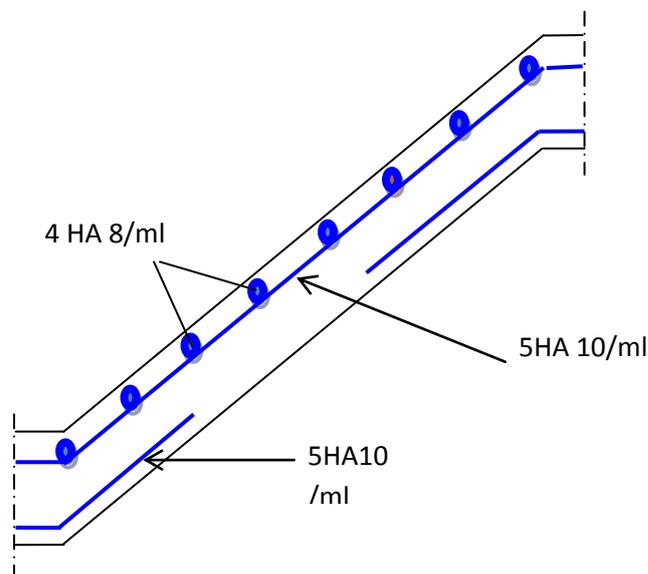


Figure IV.19 : Schéma de ferrailage de la volée (II) de l'escalier type (2)

IV.3.Etude des dalles pleines :

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

Calcul des dalles pleines :

- Dalle sur quatre appuis
- Dalle sur trois appuis
- Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

- Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).
- Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

IV.3.1. dalle pleine sur quatre appuis

❖ Évaluation des charges

$$G = 5.16 \text{KNm}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KNm}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.21 \text{KN.m}$$

$$L_x = 2.35 \text{m}$$

$$L_y = 3.1 \text{m}$$

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

❖ Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0621$$

$$\mu_y = 0.5105$$

$$M_x = 3.16 \text{KN.m}$$

$$M_y = 1.613 \text{KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 2.68 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 1.37 \text{KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.948 \text{KN.m.}$$

❖ Calcul de la section d'armatures

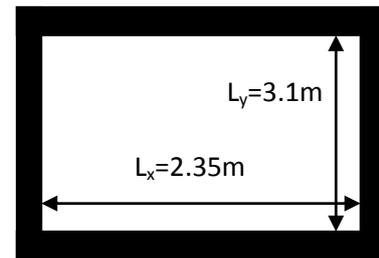


Figure IV.20 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Annexe2

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être.

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.2 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage :**

Tableau IV.34 : ferraillage de la dalle sur quatre appuis.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
En travée	x-x	2.68	0.012	0.0154	0.129	0.624	5HA10=3.93
	y-y	1.37	0.0076	0.0096	0.111	0.352	5HA10=3.93
En appui		0.948	0.004	0.005	0.123	0.228	5HA10=3.93

❖ **Calcul de l'espacement**

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$.

$S_t = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$.

$S_t = 33\text{cm}$.

❖ **Condition de non fragilité**

$$\rho > 0.4. e \geq 12\text{cm} \rightarrow A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times e$$

Pour l'acier HAfe400 et $\phi > 6\text{mm}$ on prend $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{\min x} = 1.35\text{cm}^2 < 3.93\text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = 1.2\text{cm}^2 < 3.93\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiées.}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho > 0.4$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{9.21 \times 3.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.75}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 10.38 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_U = 0.079 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

à l'ELS

$$P_S = 6.66 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6647 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$M_x = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 2.138 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 1.421 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton**

• **Selon L_x**

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

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

$$y = 3.279 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6079.129 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Selon L_y**

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

$$y = 3.681 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4995 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.047 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation**

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

• Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.063 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.063 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.063 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.063 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage :

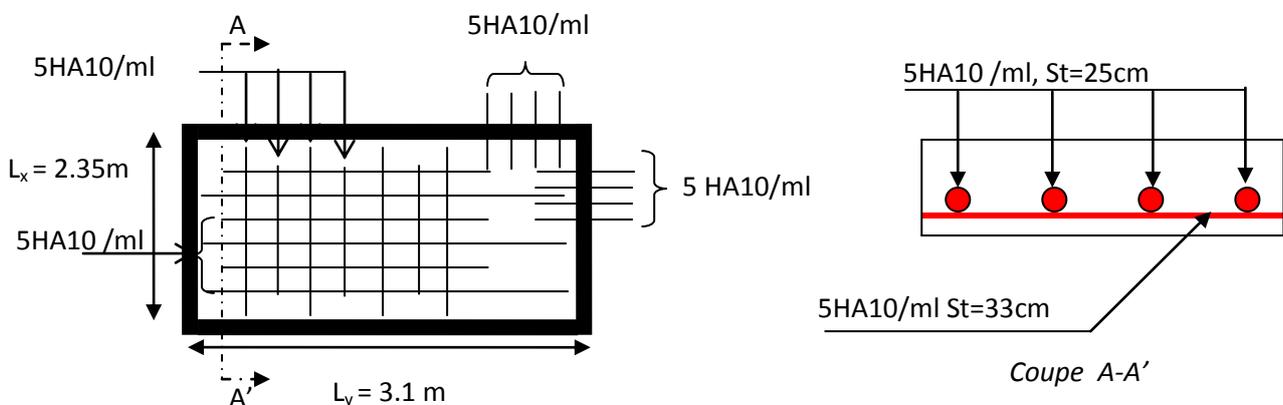


Figure IV.21 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

IV.3.2. dalle pleine sur trois appuis

❖ Evaluation de charge

$$G = 5.16 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.21 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 6.66 \text{KN/m}^2$$

On a $\frac{L_y}{2} = 2.925 > L_x = 1.5$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

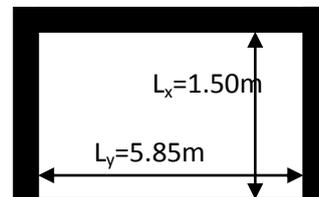


Figure IV.22 : Schéma d'une dalle sur trois appuis

Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 39.91 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 5.18 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{9.21 \times 1.5}{2} = 6.9 \text{KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{m}^2$.

Tableau IV.35 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Localisation		M(KN.m)	Mbu	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
En travée	x-x	33.91	0.015	0.019	0.123	7.91	6HA14=9.24	25

	y-y	4.40	0.002	0.002	0.123	1.027	4HA8=2.01	30
En appui		11.97	0.005	0.006	0.123	2.79	4HA10=3.14	30

- **Vérification des valeurs minimales**

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

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

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

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15$$

$$A_x \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 9.24 > A_{Min}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

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

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.053 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.053 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS**

$$\begin{cases} M_{ox} = 28.84 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ **Etat limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes**

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

Tableau IV.36 : Contraintes dans le béton d'une dalle sur trois appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Selon x-x	24.519	5.03	11751.62	10.49	15	Vérifiée
Selon y-y	3.18	2.31	2791.17	3.08	15	Vérifiée
Appui	8.65	2.97	5054.95	5.08	15	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation**• **Vérification de la flèche****Sens X-X**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.1 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.1 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.063 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

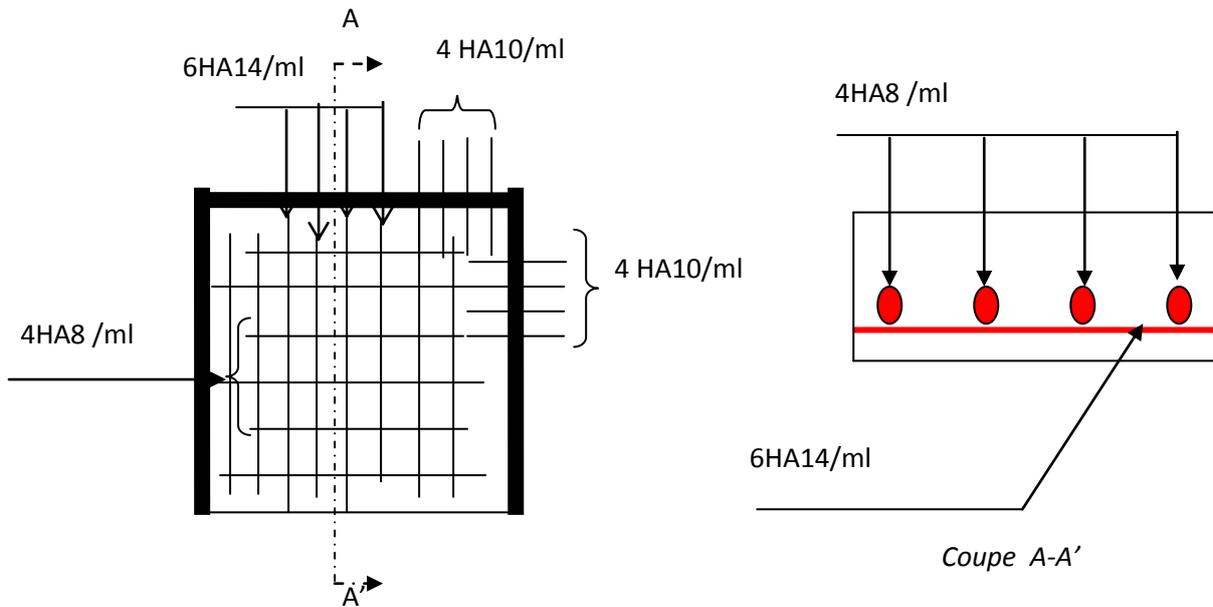


Figure IV.23: Schéma du ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis

IV3.3.Dalle sur deux appuis perpendiculaires

On étudie le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{aligned} L_x &= 2.63m \\ L_y &= 3.50m \end{aligned} \right\}$$

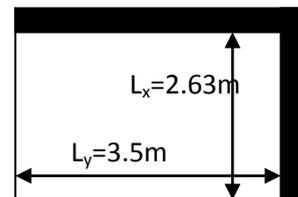


Figure IV.24 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

Charges et surcharges

$$G = 5.16KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.21KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 6.66KN / m^2$$

Calcul à l'ELU $\nu = 0$ et $\rho = 0.75$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 3.95 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{9.21 \times 2.63}{2} = 12.11 \text{ KN}$$

- ❖ **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1*0.15) m

Tableau IV.37 : Ferraillage d'une dalle pleine sur deux appuis.

Localisation		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
En travée	x-x	3.36	0.001	0.001	0.123	0.779	1.38	4HA8=2.01	25
	y-y	1.71	0.0009	0.001	0.121	0.438	1.2	4HA8=2.01	30
En appui		1.18	0.0005	0.0006	0.123	0.273	1.2	4HA8=2.01	30

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.093 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.093 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5705 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 3.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.209 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**• **Vérification des contraintes**

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

Tableau IV.38 : Contraintes dans le béton d'une dalle pleine sur deux appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
Selon x-x	0.267	2.44	3469.44	0.187	15	Vérifiée
Selon y-y	0.178	2.31	2791.17	0.147	15	Vérifiée
Appui	0.094	2.44	3469.44	0.066	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation****Vérification de la flèche****Sens X-X**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.057 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.136 > 0.0423 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.057 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.057 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

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

Selon YY

$$. M_{jser} = 1.462 \text{KN.m} \quad M_{gser} = 2.074 \text{KN.m} \quad M_{pser} = 3.463 \text{KN.m}$$

$$f_{gv} = 0.046\text{cm} \quad f_{gq} = 0.057\text{cm} \quad \Delta f_t = 0.046\text{cm} < f_{adm} = 0.526\text{cm} \dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Schémas de ferrailage

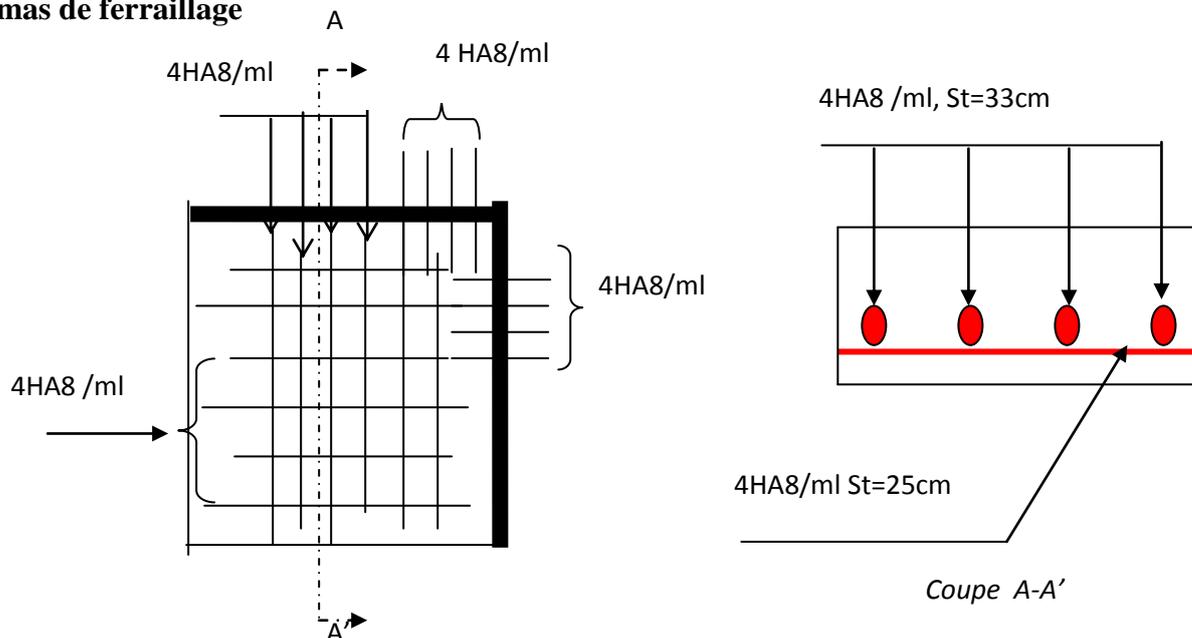


Figure IV.25 : Schéma du ferrailage d'une dalle pleine sur deux appuis

IV.4. 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 1 m.

VI.4.2. Evaluation des charges et surcharges

$S = 0,069 \text{ m}^2$ surface de l'acrotère.

- Poids de l'acrotère :

$$G_{crot} = 25 \times 0,069 + \text{Le poids d'enduit en ciment}$$

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Charge sismique : $F_p = 4.A.C_p.W_p$RPA99 (article 6.2.3).
Où :

A : Coefficient d'accélération de zone RPA 99 (version 2003)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA 99 (version 2003)

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 2,125 \text{ KN/ml}$.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8 \end{array} \right.$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}$.

IV.4.3. Calcul des sollicitations:

a) **Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

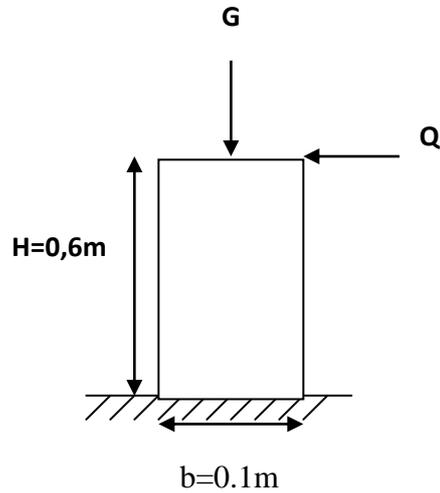


Figure IV.26:Schéma statique de l'acrotère.

$$X_c = 0,0628 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,332 \text{ m}.$$

b) **Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 2,125 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,02 * 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.39 : Combinaison de charge du l'acrotère.

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,125	2,868	2,125
M (KN.m)	0,9386	0,9	0,6

IV.4.4.Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que :

e_a : l'excentricité additionnelle:

e_1 : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1 / 250) = \max(2 \text{ cm}; 50/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou } e_2 = 0,3138 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,3338 \text{ m.}$$

Le Calcul se fait à la Flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$l_f = 2 * 1 = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 * (1,2)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,864 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou } e_t = 33,38 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,868 \text{ KN} ; M_u = N_u * e_t = 2,868 * 0,34244 \Rightarrow M_u = 0,98 \text{ KN.m.}$$

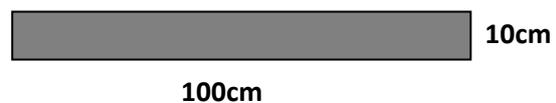
IV.4.5. Ferrailage :

l'ELU

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$



Section à ferrailer

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + Nu * (d-h/2)$.

Tel que M_{uG} et Nu : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,868 * (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0168$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{0,0794 * 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,3858 * 10^{-4} - \frac{2,868 * 10^{-3}}{348} = 0,3034 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0252 \text{ KN}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification de l'adhérence**

$\tau_{se} = V_u / (0,9 * d * \Sigma \mu_i)$ tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n * \pi \Phi = 7,54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2,02 * 10^{-3} / (0,9 * 0,08 * 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,372 \text{ MPa}$$

$$0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

L'ELS❖ **Vérification des contraintes**

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

• **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_1$$

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

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,6 / 2,125 + (0,08 - 0,1/2) = 0,31235 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0,08 - 0,31235 = -0,23235 \text{ m.}$$

$$c = -0,23235 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Tel que : } p &= -3 * c^2 + (d - c) * 6nA_s / b = -3 * (-0,23235)^2 + (0,08 + 0,23235) * (6 * 15 * 2,01) / 1 \\ &= 56,342 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s / b = -2 * (-0,197)^3 - (0,08 + 0,197)^2 * (6 * 15 * 2,01) / 1$$

$$q = -17,6234 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4 * p^3 / 27 = 26807,57 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5 * (\Delta^{1/2} - q) = 90,676 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,49 \text{ m.}$$

$$y_c = Z - p / (3 * Z) = 4,49 - 56,34215 / (3 * 4,49) = 0,307 \text{ (distance de l'axe neutre au centre de pression)}$$

$$y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$$I = b * y_{ser}^3 / 3 + 15 * (d - y_{ser})^2 \rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1 * (0,07465)^3 / 3 + 15 * 2,01 * (0,08 - 0,07465)^2 = 1,0016 * 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * (y_{ser}) / I = 0,04862 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04862 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée} .$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} * (d - y_{ser}) / I = 0,05226 \text{ MPa} .$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2f_e; 150 * \eta) = 240 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91/99}$$

$$\sigma_s = 0,0226 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage :

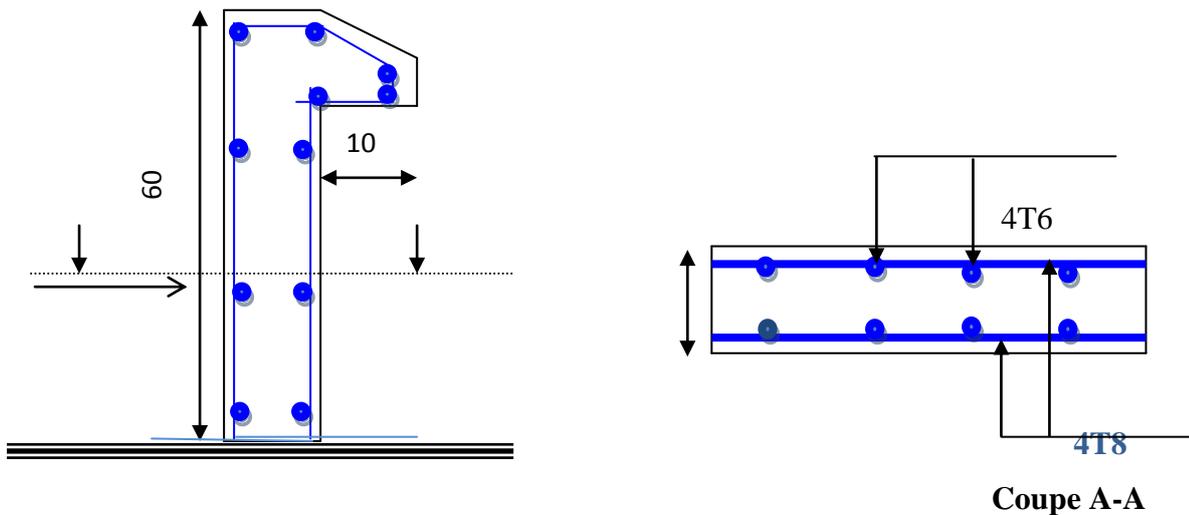


Figure IV.27: Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.5.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui lui sont appliquées.

On a $l_x = 2.25m$ et $l_y = 2.60m$ donc une surface $S = 2.25 \times 2.60 = 5.85m^2$.

Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{2.25}{20} = 0.11m \text{ Soit } e = 20cm.$$

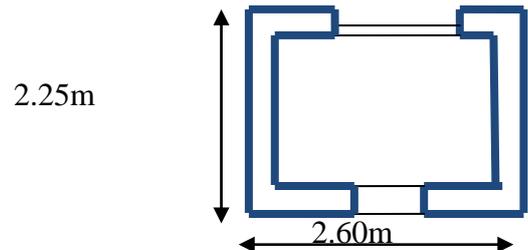
**IV.5.3. Evaluation des charges et surcharges :**

Figure IV.28 : Cage d'ascenseur

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{5.85} = 24.78KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 30.88KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2 \quad .DTRB.C.2.2$$

❖ **Cas d'une charge répartie :**

• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 43.18KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.865 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.84KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.64KNm$$

IV.5.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage de la dalle sera effectué sur une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

Tableau IV.40 : ferrailage d'une dalle pleine sur quatre appuis

Localisation		M(KN.m)	Ubu	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
En travée	x-x	9.214	0.02	0.025	0.1782	1.48	5HA10=3.93
	y-y	6.494	0.015	0.018	0.168	1.11	5HA10=3.93
En appui		3.52	0.0076	0.009	0.179	0.56	4HA8=2.01

❖ **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

En travée

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.865$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.708cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.708cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui

$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.708cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

➤ **Calcul des espacements**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 20cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 20cm$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$\rho = 0.865 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 31.12KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 17.45KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{31.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17MPa < 3.33MPa \dots\dots\dots C'est vérifié (les armatures$$

transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 30.88 + 1 = 31.88KN / m^2$$

• **Evaluation des moments**

$$\rho = 0.865 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe 2}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.134KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.246KNm$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.763KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.159KNm$

• Vérification des contraintes

Tableau VI.41 : Vérification des contraintes

localisation	$M_{ser}(KN.m)$	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Sens x-x'	7.763	3.39	4.054	2.29	15	vérifiée
Sens y-y'	6.159	3.93	4.054	2.29	15	vérifiée

❖ Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée (q) est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge concentrée donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

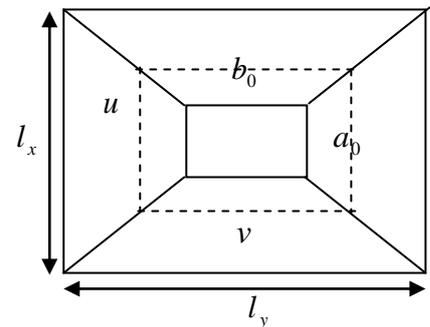
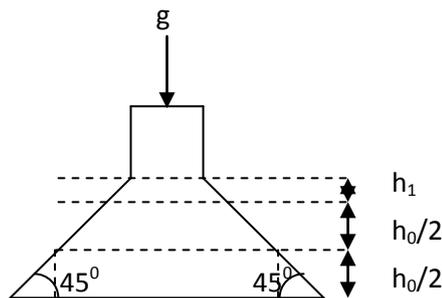


Figure IV.29 : Schéma représentant la surface

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

IV.5.5. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.48 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.42 \quad \text{et } \rho = 0.86$$

En se réfère à l'abaque PIGEAU (Annexe3) on trouve $M_1 = 0.105$ et $M_2 = 0.088$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.248 \text{KNm} \\ M_{y1} = 8.588 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.44 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.72 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par l'annexe2

▪ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.688 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.308 \text{KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis

$$M_{ax} = 0.3M_x = 3.80 \text{KN.m} \quad , \quad M_{ay} = 0.3M_y = 3.80 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{tx}=0.85M_x=10.78\text{KN.m}, M_{ty}=0.85M_y=8.76\text{ KN.m}$$

IV.5.6.Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.42 : Résultats des calculs.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	10.78	3.80	1.74	0.61	5T10=3.93	4T8=2.01
Sens y-y	8.76	3.80	1.74	0.61	5T10=3.93	4T8=2.01

❖ **Vérification à l'ELU**➤ **Condition de non fragilité****En travée**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.708\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots\text{Vérifiée.}$$

En appui

$$A_t^x = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.708\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN}$$

$$P_u \leq 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 29.57 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié (aucun risque de cisaillement n'est à craindre)}$$

➤ **Espacement des barres**

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

Sens y-y' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

❖ **Calcul à l'ELS**

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 8.86 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 7.88 \text{ KNm.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.25 \text{KNm}$$

▪ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.64 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.13 \text{KNm} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 9.04 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_y = 3.19 \text{KN.m}$$

Tableau .VI.43: Vérification des contraintes

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Selon x-x	9.04	4.054	13686.144	2.29	15	Vérifiée
Selon y-y	7.76	4.054	18686.144	2.29	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l = 0.08 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.04}{10 \times 10.64} = 0.08 \quad (2). \\ A / b.d = 0.002 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \quad (3). \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

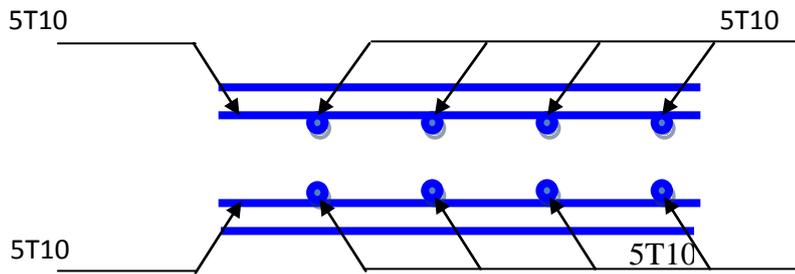


Figure IV.30 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur

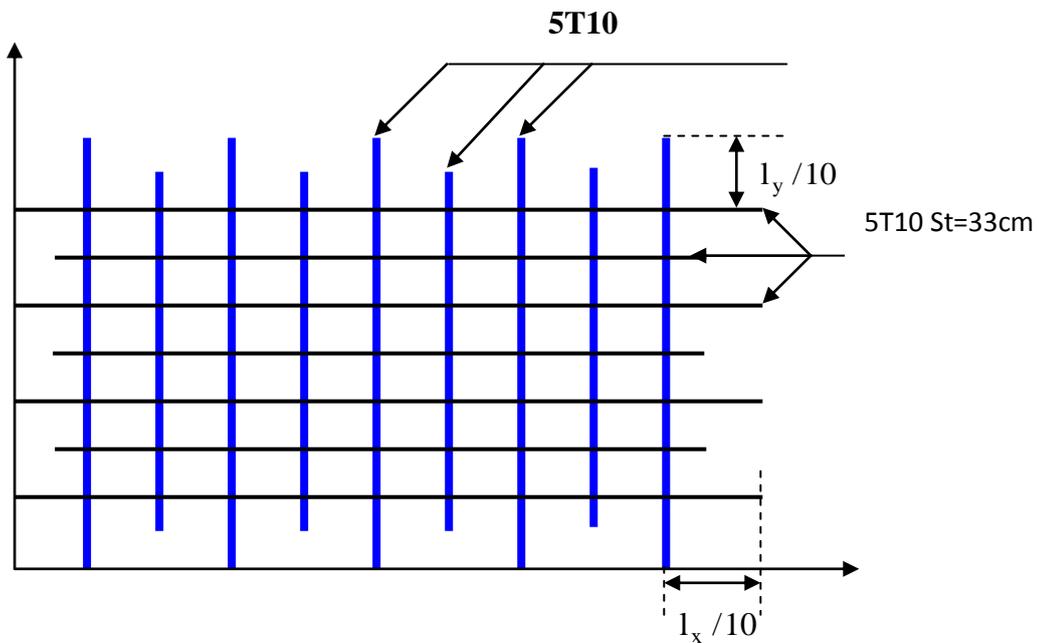


Figure IV.31 : Schéma de ferrailage de la dalle d'encenseur.

IV.6. Calcul des poutres de chaînages :

IV.6.1. Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

IV.6.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.50m$

Selon la condition de flèche :

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

$$29.66cm \leq h \leq 44.5cm$$

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

Soit : $h = 30cm$; $b = 20cm$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (20×30).

IV.6.3. Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.2 \times 0.3 = 1.5KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.61 \times (2.97 - 0.3) = 6.96KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (1.5 + 6.96) = 11.42KN/m$$

$$P_s = 1.5 + 6.96 = 8.46KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} = 28.26KN \cdot m$$

➤ Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.75M_u = 21.20KN \cdot m$$

$$M_a = -0.5M_u = 14.13KN \cdot m$$

IV.6.4. Le ferrailage :**❖ Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

Tableau IV.44: Armatures longitudinales.

	M (KN.m)	d (m)	μ_{bu}	α	$A_{s\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	21.20	0.27	0.102	0.134	2.38	0.65	3HA12=3.39
En appui	14.13	0.27	0.068	0.088	1.55	0.65	3HA10=2.36

❖ Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

❖ Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 113 \text{ cm}$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq 20 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Vérifications

À l'ELU

➤ Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 25.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.470 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

À l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_s = 20.94 \text{KNm}$$

$$y = 9.447 \text{cm}$$

$$I = 21287.98 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.29 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

On a une fissuration peu nuisible donc on n'a pas besoin de vérifier σ_{sc} .

➤ **Evaluation de la flèche** : CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,067 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075$$

La condition n'est pas vérifiée.

➤ **Calcul de la flèche**

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (20 \times 30) + (15 \times 3.39) = 650.85 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_1 = 15.93 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14.07 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e = 3 \text{ cm d'enrobage})$$

$$I_0 = 46386.94 \text{cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 0.175 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.07 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

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

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

▪ Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 258.99$$

▪ Inerties fictives (I_f)

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = -0.558$$

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

$$I_{fi_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5.1020 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_{fi_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 5.1023 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

▪ Evaluation des flèches

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi_g}} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi_v}} = 0.75 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 5 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ Schéma de ferrailage

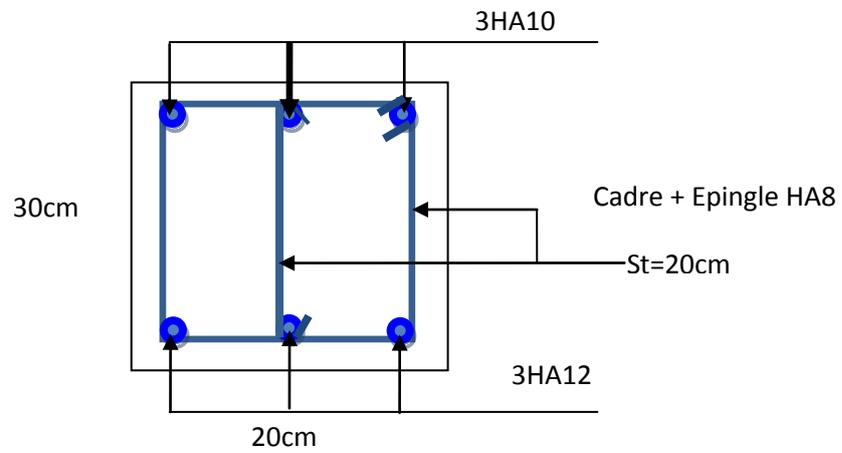


Figure IV.32 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.7. Etude de la rampe :**IV.7.1. Pré dimensionnement :**

$$L = 4.55 + 4.55 = 9.10\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1.475}{9.10} = 0.16 \rightarrow \text{la pente sera de } 16\%$$

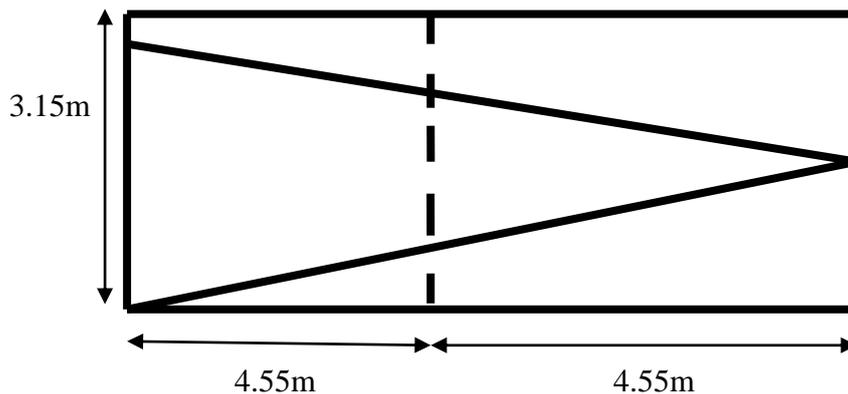
La projection de la longueur sur l'horizontale sera :

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{9.1^2 + 1.475^2}$$

$$L = 9.21\text{m}$$

Remarque :

Vue la grande portée de la rampe qui va entraîner un moment important, il est nécessaire donc de prévoir un appui au mi porté pour diminuer la flèche.



L'appui sera un voile de 0.737m de hauteur est d'une distance de 3.15m.

$$\frac{1.475}{9.1} = \frac{h}{4.55}$$

$$h = 0.737\text{m}$$

IV.7.2. Calcul de sollicitation :

$$G = 5.16\text{KN/m}$$

$$Q = 2.5\text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.71\text{KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 7.66\text{KN/m}$$

$$M_U = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{10.71 \cdot 4.55^2}{8} = 27.71\text{KN.m}$$

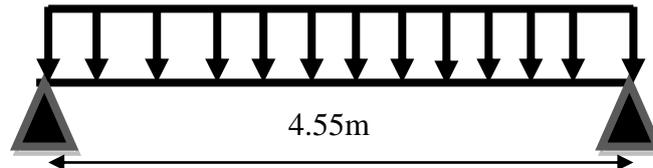
$$M_s = \frac{P_s \cdot L^2}{8} = \frac{7.66 \cdot 4.55^2}{8} = 19.82 \text{ KN/m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85 \cdot M_u = 0.85 \cdot 27.71 = 23.55 \text{ KN/m}$$

- **En appui**

$$M_a = 0.3 \cdot M_u = 0.3 \cdot 27.71 = 8.31 \text{ KN/m}$$



IV.7.3. Ferrailage:

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{23.55 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.098 < 0.398$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.129$$

$$Z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.129) = 0.123 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{23.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.123} = 5.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 6THA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.13 \times 1 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$ La condition est vérifiée

- **L'espacement**

$$S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

Calcule les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.74 \text{ cm}^2$$

▪ **En appui**

$$M_a = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.044$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.061) = 0.127$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{8.31 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 1.86 \text{ m}^2$$

On adopte 4HA8=2.01cm²

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.74 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes**

En travée

$$\mu_{bu} = 0.098 \rightarrow \alpha = 0.129$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{Pu}{P_s} = \frac{10.71}{7.66} = 1.4$$

$$\alpha = 0.129 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les contraintes sont vérifiées, la vérification à L'ELS est inutile.

En appuis

$$\mu_{bu} = 0.034 \rightarrow \alpha = 0.044$$

Donc la vérification à L'ELS est inutile.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V = P_u \times \frac{l}{2} = 24.36 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

CHAPITRE V

ÉTUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

V.2. Méthode de calcul : Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

V.2.1. Méthode statique équivalente

➤ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale *RPA99 (Article 4.2.3)*

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. *RPA99 (Tableau 4.1)*

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un contreventement mixte donc $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Pq/xx	observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc $Q/xx=Q/yy = 1.25$

- W : valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids Wi ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n Wi \quad \text{avec } Wi = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W=54007.586KN$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau V.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$

RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 28.99m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (28.99)^{3/4} = 0.624s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 30.15m, \quad L_y = 23.85m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.472s \\ T_y = 0.525s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.475s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.534s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 = 2.025 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.534}\right)^{2/3} = 1.93 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.3 \times 0.534 = 0.694s \\ T_{Sx} = 1.3 \times 0.475 = 0.617s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$W = 54007.586KN$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.025 \times 1.25}{5} \times 54007.586 = 4101.201KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.25}{5} \times 54007.586 = 3908.799KN$$

V.3.2.La méthode dynamique

a) Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation

Pour les structures irrégulières en plan ; sujette à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées aux niveaux des centres de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (2 translation horizontales et une rotation d'axe verticale).

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

a) Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA (Art : 4.3.3)}$$

- Schéma du spectre de calcul

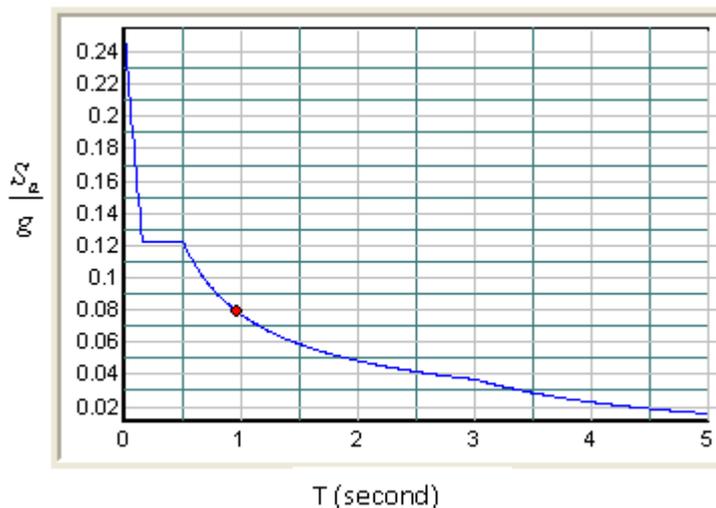
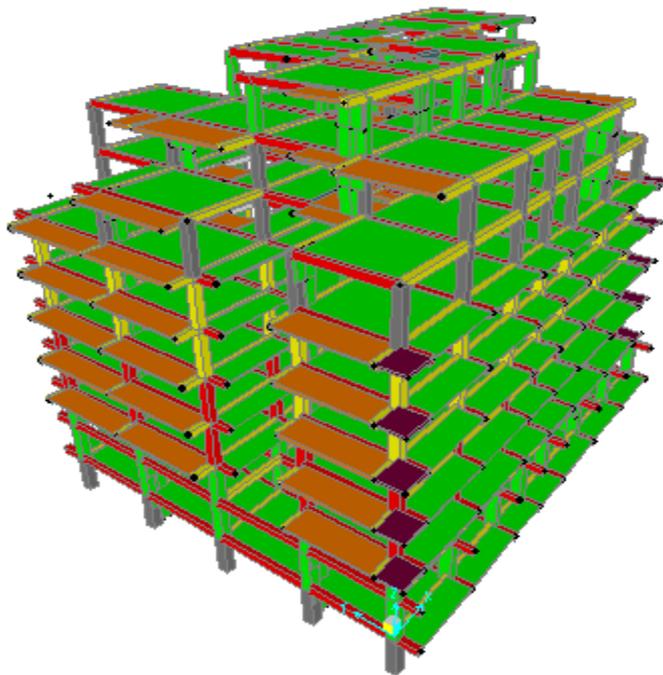


Figure V.2 : Spectre de calcul.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

b) Modélisation du projet

Le modèle de la structure est représenté dans la figure (3) suivante, avec un contreventement exigé par le RPA.



FigureV.3 : Le modèle de la structure

V.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne

doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. DISPOSITION DES VOILES

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous .Cette disposition nous a permit d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 addenda 2003.

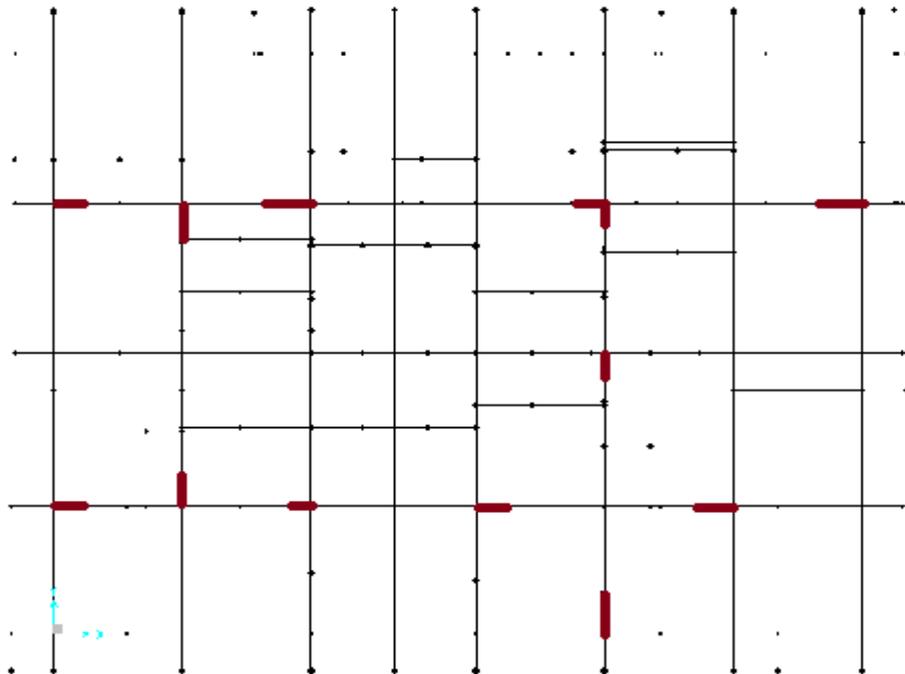


Figure V.4: Disposition des voiles.

V.6.VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau V.3 : Période et taux de participation.

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.707566	0.2	70.866	0.0002073	2	70.866	0.0002073
2	0.683222	71.95	0.19	0.00006674	71.974	71.055	0.000274
3	0.657554	3.51	0.003643	0.00001235	72.145	71.059	0.0002864
4	0.224732	2.75	8.586	0.002567	74.898	79.646	0.0002854
5	0.222591	8.694	2.647	0.001269	83.592	82.293	0.004123
6	0.219222	0.2	0.012	0.019	83.612	82.413	0.024
7	0.218236	0.004357	0.001736	0.00000256	83.613	82.415	0.024
8	0.21812	0.00008375	0.001081	0.00000086	83.613	82.416	0.024
9	0.218067	0.00002752	0.001326	0.000424	83.613	82.417	0.024
10	0.218025	0.0002735	0.003235	0.031	83.613	82.42	0.055
11	0.21812	0.000669	0.00006235	0.04	83.614	82.42	0.096
12	0.218067	0.036	0.803	0.015	83.649	83.224	0.11
13	0.218025	1.874	0.011	0.00435	85.524	83.235	0.115
14	0.218	3.077	0.539	0.00000024	88.601	83.774	0.115
15	0.216954	0.264	5.216	0.001868	88.865	88.997	0.116
16	0.124323	1.146	0.006834	0.353	90.011	88.998	0.496
17	0.121287	0.32	0.001493	0.153	90.33	89.272	0.622
18	0.116342	1.594	0.274	0.048	91.924	92.215	0.671
19	0.082063	0.088	2.943	0.141	92.012	92.269	0.812
20	0.079962	0.004156	0.054	18.576	92.017	92.272	19.388

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure (V.4.) La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction X figure (V.5), et le troisième mode est une rotation autour de Z figure (V.6).

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.707s) : translation suivant y-y'**

Deformed Shape (MODAL) - Mode1 - T = 0.70238; f = 1.42373

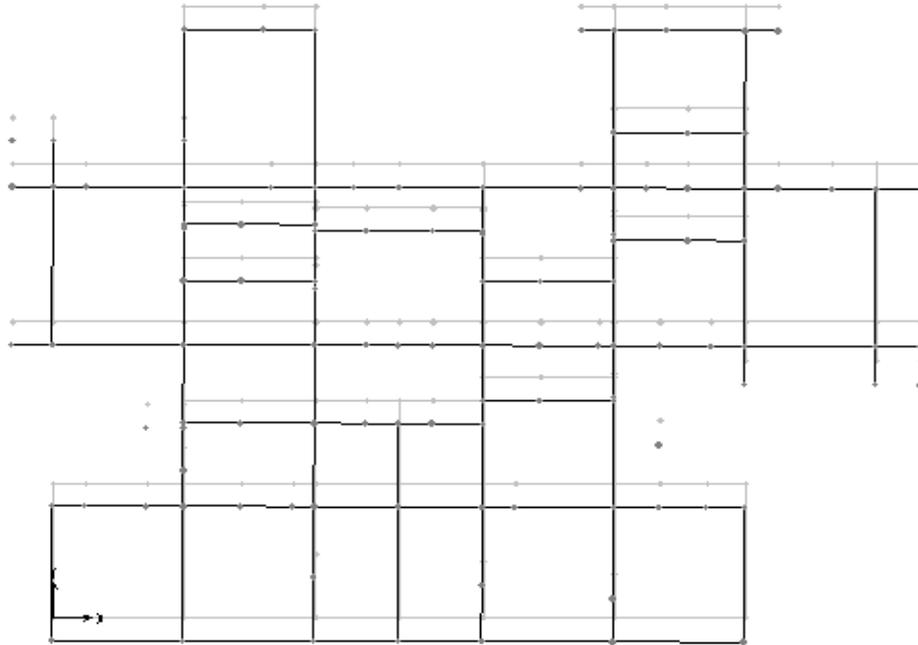


Figure V.4 : 1^{er} Mode de vibration.

- 2^{eme} mode de déformation (T=0.683s) : translation selon x-x'

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.67839; f = 1.47407

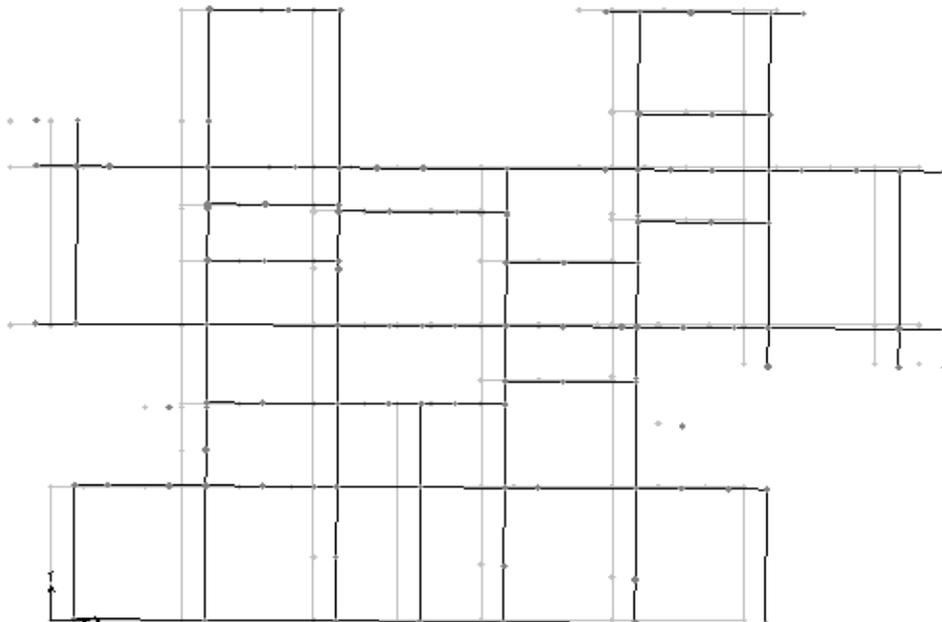


Figure V.5 : 2^{eme} Mode de vibration.

- 3^{ème} Mode de déformation (T=0.657s) : rotation selon z-z'

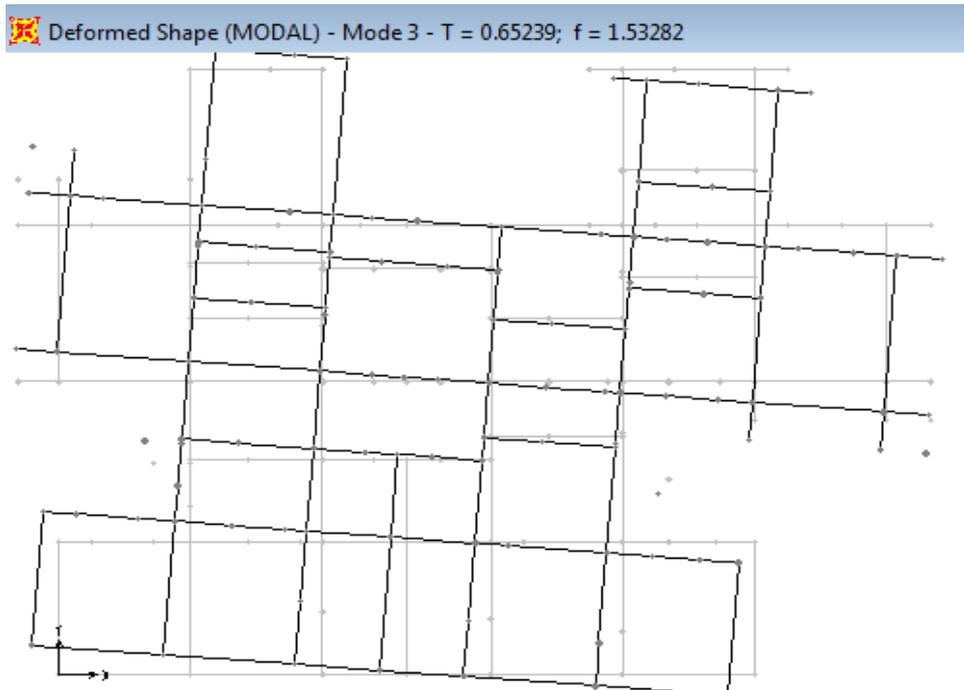


Figure V.6:3^{ème} Mode de vibration.

➤ Justification de l'interaction voiles portiques

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau V.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous-sol	55480.739	7902.147	87.532	12.467
RDC (commerce)	44532.25	3988.41	91.779	8.220
RDC (souspente)	38749.473	3766.349	91.141	8.858
1 ^{er} étage	32007.743	3679.573	89.689	10.310
2 ^{ème} étage	26148.789	3073.25	89.483	10.516
3 ^{ème} étage	20543.123	2538.461	89.002	10.997
4 ^{ème} étage	15041.595	1908.675	88.739	11.260
5 ^{ème} étage	9412.998	1398.817	87.062	12.937
6 ^{ème} étage	5505.487	693.555	88.811	11.188
7 ^{ème} étage	62155.652	261.015	99.581	0.418

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau V.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous- sol	3323.839	1420.9 67	70.05 2	29.94 7	3350.58	1354.94 2	71.205	28.79 4
RDC (commerce)	3025.124	1288.5 9	70.12 8	29.87 1	3002.014	1148.79 3	72.323	27.67 6
RDC (soupon)	3174.842	1034.7 2	75.41 9	24.58 0	3081.851	900.006	77.397	22.60 2
1 ^{er} étage	2640.371	1248.6 94	67.86 2	32.10 7	2619.379	1082.87 4	70.750	29.24 9
2 ^{ème} étage	2639.259	847.66 4	75.96	24.30 9	2597.589	760.197	77.360	22.63 9
3 ^{ème} étage	2225.983	746.91 4	74.87 5	25.12 4	2141.347	701.682	75.319	24.68 0

4^{ème} étage	1901.647	477.10 4	79.94 3	20.05 6	1895.132	401.905	82.503	17.49 6
5^{ème} étage	1252.862	406.63 1	75.49 6	24.50 3	1214.269	363.926	76.940	23.05 9
6^{ème} étage	870.36	130.71 9	86.94 2	13.05 7	897.446	136.455	86.568	13.43 1
7^{ème} étage	3.116 E- 09	36.002	0	100	4.794 E- 09	93.632	0	100

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

niveau	N _d	A	N _{rd}	remarque
Sous-sol	2061.03	60*65	0.211	vérifiée
RDC	1663.77	60*65	0.170	vérifiée
1^{er} 2^{ème} étage	707.306	55*60	0.085	vérifiée
3^{ème} 4^{ème} étage	506.165	50*55	0.073	vérifiée
5^{ème} 6^{ème} étage	464.427	45*50	0.082	vérifiée
7^{ème} étage	257.276	45*50	0.045	vérifiée

d. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Article 5.10)**

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des déplacements.

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 (%)
2 6.49	1.07	5.35	5.1	0.25	250	0.001	1.04	5.2	4.95	0.25	0.001
23.52	1.02	5.1	4.7	0.4	297	0.0013	0.99	4.95	4.6	0.4	0.0011
20.55	0.94	4.7	4.25	0.45	297	0.0015	0.92	4.6	4.1	0.45	0.0016
17.58	0.85	4.25	3.65	0.6	297	0.0020	0.82	4.1	3.55	0.6	0.0018
14.61	0.73	3.65	2.95	0.7	297	0.0023	0.71	3.55	2.85	0.7	0.0023
11.64	0.59	2.95	2.2	0.75	297	0.0025	0.57	2.85	2.1	0.75	0.0025
8.67	0.44	2.2	1.4	0.8	297	0.0026	0.42	2.1	1.35	0.8	0.0025
5.7	0.28	1.4	0.7	0.7	297	0.0023	0.27	1.35	0.7	0.7	0.0021
2.85	0.14	0.7	0.2	0.5	285	0.0017	0.14	0.7	0.2	0.5	0.0017
0	0.04	0.2	0	0.2	285	0.0007	0.04	0.2	0	0.2	0.0007

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.8 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 297 \text{ cm}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 : Vérification a L'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
26.49	297	0	0.25	/	/	0.25	/	/
23.52	297	53560.457	0.4	36.002	0.1	0.4	93.632	0.077
20.57	297	47980.224	0.45	1001.079	0.0726	0.45	1015.901	0.071
17.58	297	4085.148	0.6	1659.493	0.0049	0.6	1578.195	0.0052
14.61	297	5340.676	0.7	2378.751	0.0052	0.7	2297.037	0.0054
11.64	297	5323.514	0.75	2972.897	0.0045	0.75	2843.029	0.0047
8.67	297	5381.074	0.8	3486.923	0.0041	0.8	3357.786	0.0043
5.7	297	5631.409	0.7	3889.065	0.0034	0.7	3702.253	0.0035
2.85	285	5976.976	0.5	4209.562	0.0024	0.5	3981.857	0.0026
0	285	5105.451	0.2	4313.714	0.0008	0.2	4150.807	0.0008

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure a 0.1 donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

V.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	655.943	524.754	4744.665	Vérifiée
Sens yy	655.943	524.754	580.327	Vérifiée

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE VI

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

VI. Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

VI.1. Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 1) \ 1.35G+1.5Q \\
 2) \ G+Q \\
 3) \ G+Q+E \\
 4) \ G+Q-E \\
 5) \ 0.8G+E \\
 6) \ 0.8G-E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1) \\ 2) \\ 3) \\ 4) \\ 5) \\ 6) \end{array}} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

VI.1.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)

❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

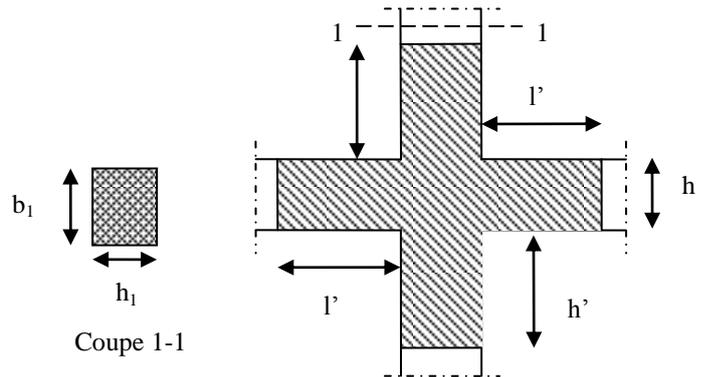


Fig.IV.1-la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le

Le RPA

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol ,RDC	60*65	31.2	156	234
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*60	26.4	132	198
3,4 ^{ème} étage	50*55	22	110	165
5,6,7 ^{ème} étage	45*50	18	90	135

❖ **Les armatures transversales :** *RPA99 (Article 7.4.2.2)*

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{Suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = lf/b_1$ ou $\lambda_g = lf/h_1$, et lf longueurs de flambement du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

VI.1.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Sollicitations dans les poteaux.

Sectio n	com b	N_{\max} , M_{corr}		co m	N_{\min} , M_{corr}		co m	M_{\max} , N_{corr}		$V_U(KN)$
		N (KN)	M KN.m		N (KN)	M KN.m		M KN.m	N (KN)	
60*65	3	3096.6 87	117.67 4	3	443.47 6	118.13 1	3	1046.5 51	2065.3 26	375.68 6
55*60	3	2127.6 98	57.982	5	65.991	67.873	3	578.93 0	1366.5 08	258.03 7
50*55	3	1390.6 85	72.924	5	144.41 7	79.633	5	508.49 3	504.82 9	224.28 5
45*50	3	777.09 9	55.394	5	168.74	62.267	3	343.43 1	602.24 8	148.73

VI.1.3. Calcul du ferrailage

VI.1.3.1. Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage des poteaux est résumé dans un tableau :

Tableau VI.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup}	A _{inf}	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
Sous-sol,RDC	60*65	3096.687	117.674	0.00	0.00	31.2	44.76	4HA25+8HA20
		443.746	118.131	0.00	0.000			
		2065.326	1046.551	17.71	40.93			
1 ^{er} ,2 ^{ème} étages	55*60	2127.698	57.982	0.00	0.00	26.4	28.65	4HA20+8HA16
		65.991	67.873	0.00	2.48			
		1366.508	578.930	1.59	24.91			
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étages	50*55	1390.685	72.924	0.00	0.00	22	22.24	4HA14+8HA16
		144.417	79.633	0.00	2.39			
		504.829	350.493	0.00	16.19			
5 ^{ème} 6 ^{ème} ,7 ^{ème} étages	45*50	777.099	55.394	0.00	0.00	18	20.60	4HA12+8HA16
		168.74	62.267	0.00	1.43			
		602.284	343.431	0.00	19.81			

VI.1.3.2. Sections des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

les résultats de calcule sont résumé dans le tableau ci-après :

Tableau VI.4 : Armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Ø ₁ ^{min} (cm)	l _f (m)	λ _g	V _u	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
60*65	2	1.995	3.06	375.686	10	15	8.12	7.06	9.24	6HA14
55*60	1.6	2.079	3.46	258.037	10	15	6.04	5.13	6.78	6HA12
50*55	2	2.079	3.78	224.285	10	15	5.73	4.53	6.78	6HA12
45*50	1.2	2.079	4.15	148.73	10	15	4.18	3.45	4.74	6HA10

VI. 4. Vérification**a) Vérification au flambement :**

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

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

$$\text{D'où : } \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad \text{avec } l_f : \text{longueur de flambement}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{Avec : } \begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)
Sous-sol,RDC	60*65	2.85	1.995	10.66	0.834	44.76	3654	6941.829	3096.687
1 ^{er} 2 ^{ème} étage	55*60	2.97	2.079	12.00	0.830	28.65	3074	5551.964	2127.698
3,4 ^{ème} étages	50*55	2.97	2.079	18.51	0.804	22.24	2544	4652.138	1390.685
5,6,7 ^{ème} étages	45*50	2.97	2.079	14.40	0.822	20.60	2064	3730.847	777.099

On voit bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

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

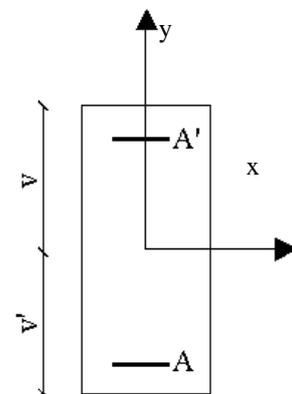


Figure VI.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	D (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol, RDC	60*65	58.5	44.76	42.57	22.43	0.0193	2165.861	4.109	5.64	15
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	55*60	54	28.65	37.03	22.97	0.0127	293.28	54.316	2.47	15
3, 4 ^{eme} étages	50*55	49.5	22.24	35.20	19.8	0.0095	204.917	36.921	2.11	15
5, 6, 7 ^{eme} étages	45*50	45	20.60	31.18	18.82	0.0061	126.004	46.352	2.92	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous-sol,RDC	60*65	1.995	3.06	0.04	58.5	375.686	0.987	1.00
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	55*60	2.079	3.46	0.04	54	258.037	0.868	1.00
3, 4 ^{eme} étages	50*55	2.079	3.78	0.04	49.5	224.285	0.906	1.00
5, 6, 7 ^{eme} étages	45*50	2.079	4.15	0.04	45	148.73	0.734	1.00

On voit bien que $\tau < \bar{\tau}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

VI.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L_r = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 1.2\text{cm} \rightarrow L_r = 12\text{cm}$$

$$\phi_t = 1.4\text{cm} \rightarrow L_r = 14\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Sous-sol, RDC :

$$L' = 2 \times 65 = 130\text{cm}$$

$$h' = \max(47.5; 60; 65; 60\text{cm}) = 65\text{cm}$$

- 1^{er}, 2^{ème} étages:

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

$$h' = \max(49.5; 55; 60; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

- 3, 4^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

$$h' = \max(49.5 ; 50 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

- 5, 6, 7^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

$$h' = \max(49.5 ; 45 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

VI.6. Schémas de ferrailage des poteaux

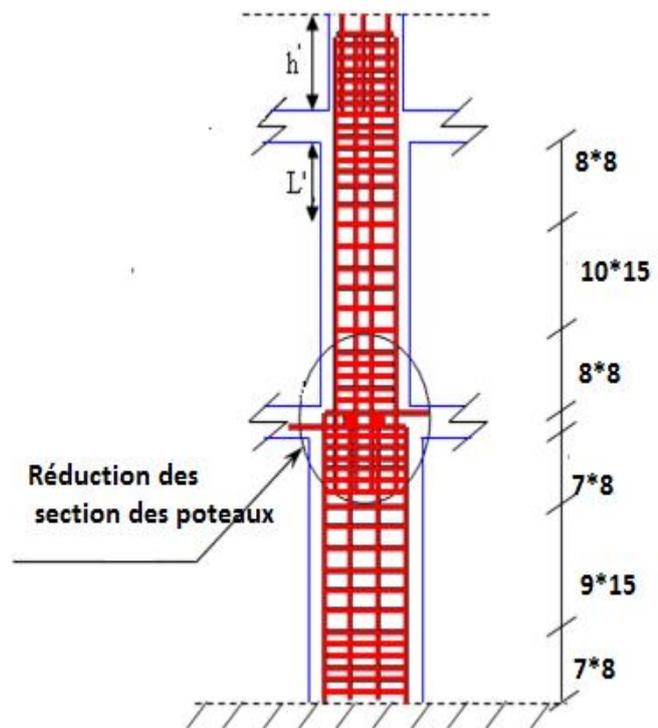


Figure VI.3 : Disposition des armatures des poteaux

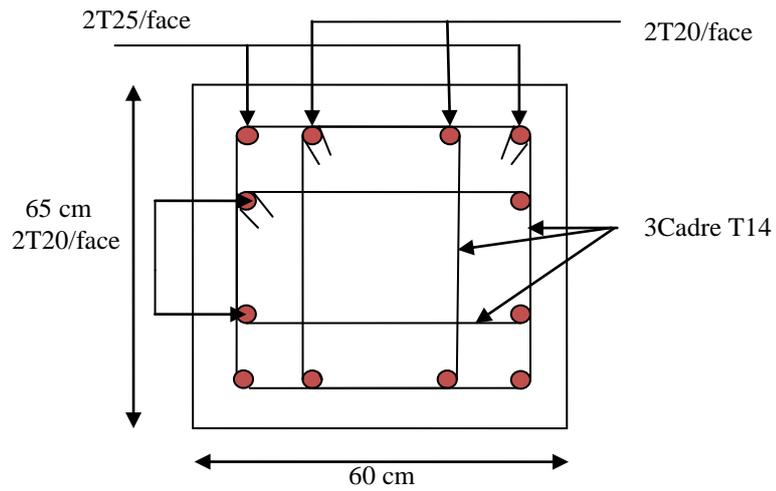


Schéma de ferrailage des poteaux de Sous-sol et RDC.

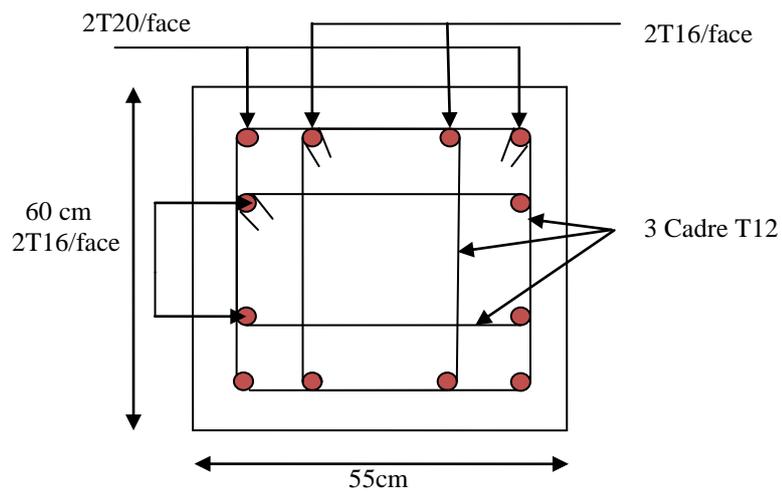


Schéma de ferrailage des poteaux de 1^{er}, 2^{ème} étage

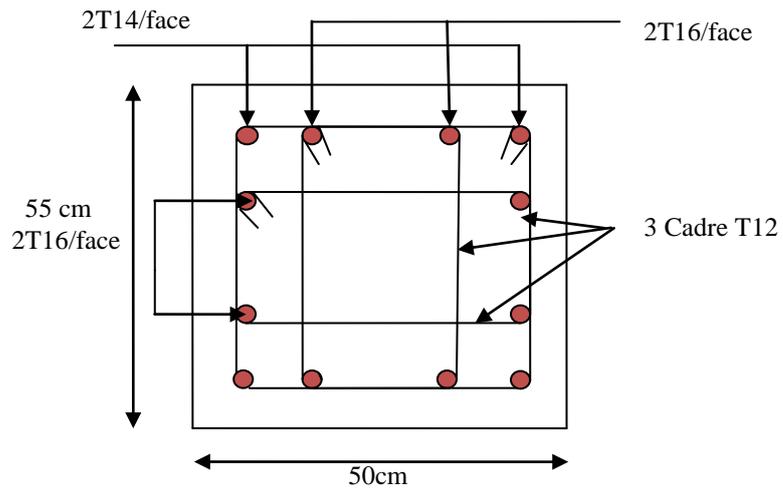


Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème}, 4^{ème} étage

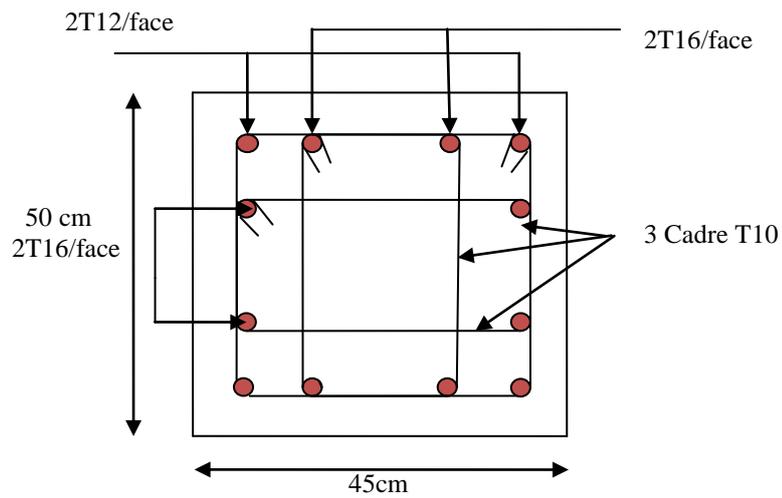


Schéma de ferrailage des poteaux de 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.

VI.2. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirées des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×45),
- poutres secondaires (35×40),

VI.2.1. Recommandation du RPA99/2003**A) Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

- Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA99/2003

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
RDC, étages courants	Principale	35*45	63	94.5	7.875
	Secondaire	35*40	56	84	7
Terrasse	Principale	35*45	63	94.5	7.875
	Secondaire	35*40	56	84	7

B) Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

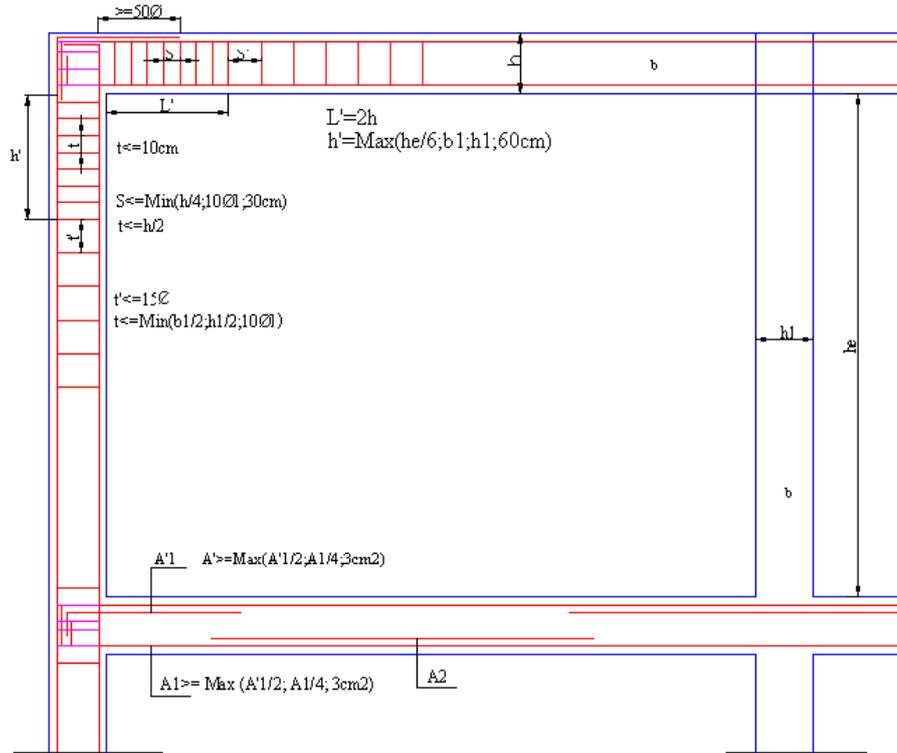


Figure VI.4 : Dispositions constructives.

III.2.2. Ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2014. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.9 : ferrailage des poutres.

Niveau	Type	section	localisation	M (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Commerce	Pp	35*45	Travée	105.106	7.58	63	7.875	9.42	3HA20
			Appuis	104.19	7.50	56		8.01	3HA12+3HA14
	PS	35*40	Travée	4.579	1.58	63	7	9.42	3HA12+3HA14
			Appuis	12.212	1.58	56		8.01	3HA12+3HA14
Soupenite	PP	35*45	Travée	77.23	5.46			9.42	3HA20

						63	7.875		
			Appuis	146.332	10.87	56		8.40	3HA10 + 3HA16
	PS	35*40	Travée			63	7	9.42	3HA12+ 3HA14
			Appuis	5.089	1.58	56		8.01	3HA20
Etage Courant	PP	35*45	Travée	14.507	1.58	63	7.875	9.42	3HA12 + 3HA14
			Appuis	65.50	4.60	56		9.42	3HA20
	PS	35*40	Travée	124.293	9.08	63	7	9.42	3HA12 + 3HA16
			Appuis			56		8.01	3HA12+ 3HA14
Terrasse inassiccible	PP	35*45	Travée	12.754	1.58	63	7.875	9.42	3HA20
			Appuis	23.790	1.85	56		9.42	3HA12 + 3HA14
	PS	35*40	Travée			63	7	9.42	3HA12+ 3HA14
			Appuis	91.60	6.58	56		8.01	3HA12+ 3HA14

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.6; 1.28; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(2; \frac{35}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.6; 1.00; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99addenda 2003 (art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 19.2\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$

Soit : $S_t = 8\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$; Soit : $S_t = 20\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{ cm}$; Soit : $S_t = 15\text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4\text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 2.4\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3. Vérifications

❖ A l'ELU

1) Condition de non fragilité : poutre principale

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.79\text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Condition de non fragilité : poutre secondaire

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.58\text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

3) Contrainte tangentielle maximale

❖ Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$$F \tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25\text{ MPa} \quad \text{donc : Pas de risque de cisaillement}$$

$$\text{issuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{ MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

Tableau VI.10 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	207.676	1.39	Vérifiée
Poutres secondaires	23.816	0.18	Vérifiée

❖ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Poutres principales

✓ Appui intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [131.202 - \frac{124.293}{0.9 \times 0.425}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5.57 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification n'est à faire.

✓ Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 131.202 \times 10^{-3}}{400} = 3.77 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires**

✓ Appui intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [23.816 - \frac{31.379}{0.9 \times 0.375}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1.98 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification n'est à faire.

✓ Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 23.816 \times 10^{-3}}{400} = 0.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ A P'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Les résultats de calcul sont résumés dans la table au suivant :

Tableau VI.11: Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _b
Poutres principales	Appuis	88.18	129605.117	13.99	9.51	15	Vérifiée
	Travées	66.95	129970.602	14.01	7.21	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	22.433	98021.818	12.99	1.87	15	Vérifiée
	Travées	14.151	97751.391	12.97	2.97	15	Vérifiée

3) Etat limite de déformation

▪ évaluation de la flèche

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

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

▪ Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{630} = 0.071 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.071 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14.505}{10 \times 19.534} = 0.07 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.04 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.425} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

▪ Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.56}{10 \times 10.08} = 0.075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.375} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

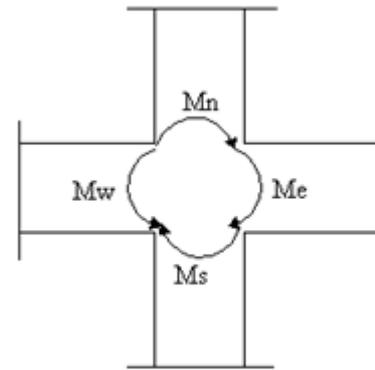


Figure VI.5 : La zone nodale

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI.12 : Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC	60*65	0.5525	47.76	918.281
1 ^{ère} étage 2 ^{ème} étages	55*60	0.5100	28.65	508.480
3, 4 ^{ème} étages	50*55	0.4675	22.24	361.822
5, 6, 7 ^{ème} étages	45*50	0.4250	20.60	304.674

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

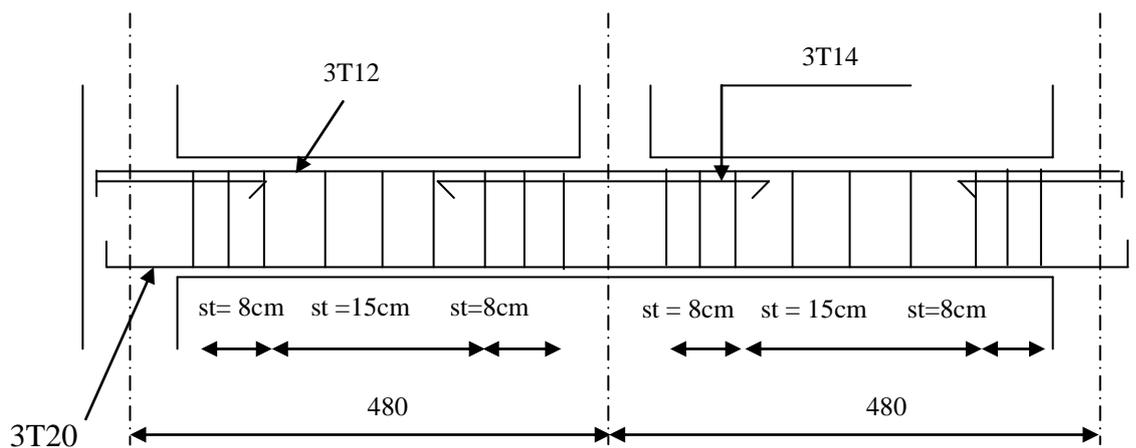
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13 : Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	Mn+Ms
Commerce	Sens yy	125.389	125.389	313.472	1836.562
	Sens xx	111.457	111.457	278.642	1836.562
Soupente	Sens yy	125.389	125.389	313.472	1016.96
	Sens xx	111.457	111.457	278.642	1016.96
étage courant	Sens yy	125.389	125.389	313.472	723.644
	Sens xx	111.457	111.457	278.642	723.644
Terrasse inassiccible	Sens yy	125.389	125.389	313.472	609.348
	Sens xx	111.457	111.457	278.642	609.348

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

VI.4.-Exemple de ferrailage de la poutre secondaire : (étage commercial)



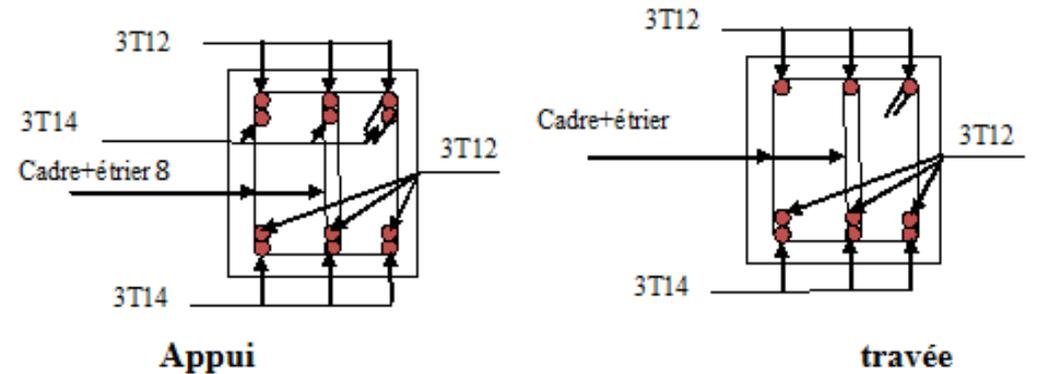


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire la plus défavorable.

VI.5. Schémas de ferrailage des poutres

Le schéma de ferrailage des poutres principales, secondaires, est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaire.

	Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
			Appuis	Travée
Commerc	Principales	35*45		
	Secondaire	35*40		
	Principales	35*45		

Soupende				
	Secondaire	35*40		

Etage courant	Principales	35*45		
---------------	-------------	-------	--	--

	Secondaire	35*40		
--	------------	-------	--	--

Terrasse inassiccable	Principales	35*45		
-----------------------	-------------	-------	--	--

	Secondaire	35*40		
--	------------	-------	--	--

VI-3. Etude des voiles

VI.3.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure VI.7. Voile simple

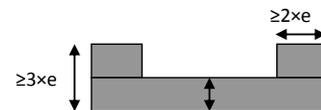


Figure VI.8. Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.5.2.Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement c est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

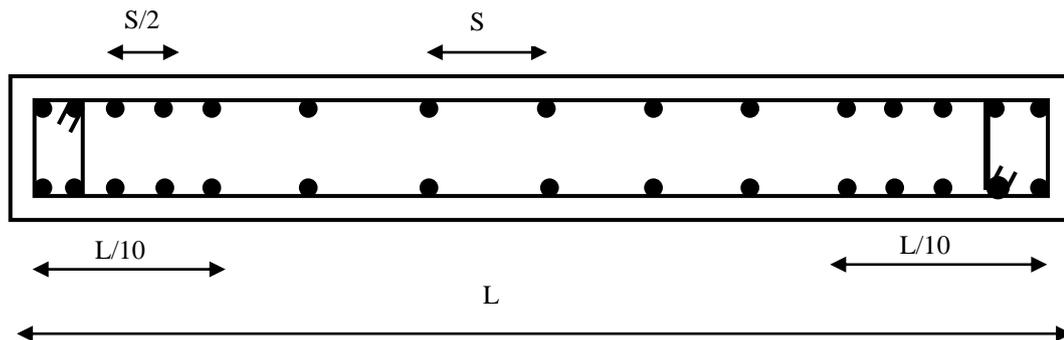


Figure VI.9: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

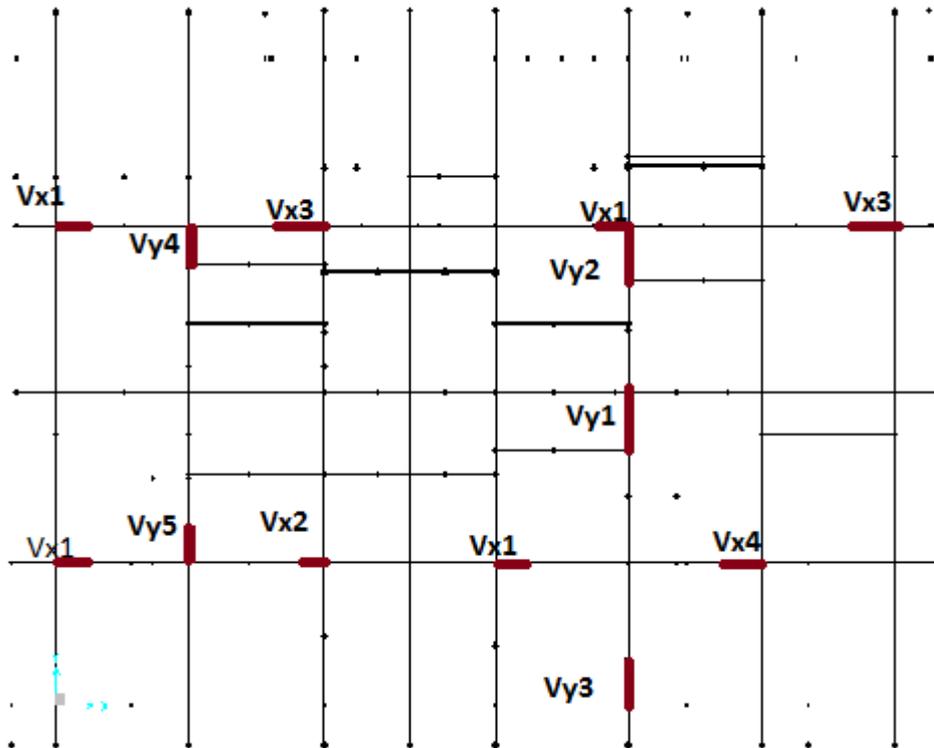
V.5.3.Disposition des voiles

Figure VI.10 : disposition des voiles

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2014** est la commande *mèche schell*, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.5.4.Ferrailage des voiles**1. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée —

sous (M et N) pour une section (e×L)

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

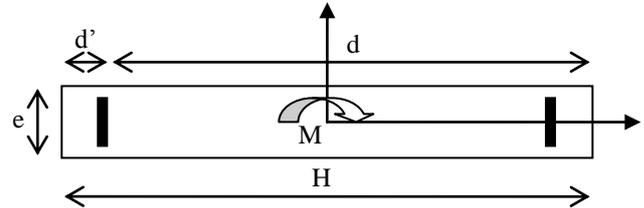


Figure.VI.11 : Schéma d'un voile pleine

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

2. Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min}/face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

V.3.2 .Calcul du ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.15.ferrailage du voile Vx₁

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.2	1.5*1.2	1.5*1.2	1.5*1.2
N (KN)	897.505	747.947	481.011	229.339
M (KN)	5.144	3.878	16.009	10.466
V (KN)	25.488	10.166	17.202	23.093
τ_b (MPa)	0.22	0.09	0.15	0.2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A calculée (cm ²)	34.13	28.41	9.53	9.58
A calculée/ face (cm ²)	17.06	14.28	4.76	4.79
Nombre de barres/face	4HA14+6HA16	6HA12+4HA14	3HA10+7HA12	10HA10
A adopté / face (cm ²)	17.28	12.94	10.28	7.90
St (cm)	12	12	12	12
A _n calculée (cm ²)	0.21	0.09	0.15	0.19
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	18	18	18	18

Tableau VI.16.ferrailage du voile Vx₂

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*0.8	1.5*0.8	1.5*0.8	1.5*0.8
N (KN)	626.84	392.47	337.942	191.996
M (KN)	0.705	24.39	7.911	8.409
V (KN)	6.139	32.363	8.224	8.019
τ_b (MPa)	0.079	0.419	0.107	0.104
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	1.8	1.8	1.8	1.8
A calculée (cm ²)	23.60	18.14	13.78	8.38

A calculée/ face (cm ²)	11.80	9.07	6.89	4.19
Nombre de barres/face	4HA14+4HA16	4HA12+4HA14	4HA10+6HA12	8HA10
A adopté / face (cm ²)	14.20	10.68	9.94	6.32
St (cm)	10	10	10	10
A _n calculée (cm ²)	0.07	0.39	0.10	0.10
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.27	6.27	6.27
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.17.ferrailage du voileVx₃

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.6	1.5*1.6	1.5*1.6	1.5*1.6
N (KN)	925.342	880.662	487.002	219.192
M (KN)	10.836	4.455	2.581	34.633
V (KN)	41.721	14.697	18.955	18.518
τ _b (MPA)	0.27	0.095	0.123	0.120
τ̄ (MPA)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
A calculée (cm ²)	35.46	33.33	18.44	10.65
A calculée/ face (cm ²)	17.73	16.66	9.22	5.32
Nombre de barres/face	4HA14+6HA16	5HA12+5HA14	4HA12+6HA14	10HA10
A adopté / face (cm ²)	18.22	17.75	13.76	7.90
St (cm)	16	16	16	16
A _n calculée (cm ²)	0.25	0.09	0.12	0.11
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.27	6.27	6.27
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.18.ferraillage du voile Vx₄

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.4	1.5*1.4	1.5*1.4
N (KN)	569.247	409.908	189.27
M (KN)	12.495	22.511	27.872
V (KN)	6.318	6.734	13.928
τ_b (MPa)	0.047	0.05	0.103
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	3.15	3.15	3.15
A calculée (cm ²)	22.35	17.15	9.33
A calculée/face (cm ²)	11.17	8.59	4.66
Nombre de barres/face	4HA14+6HA12	4HA10+6HA12	10HA10
A adopté /face (cm ²)	12.94	9.94	7.90
St (cm)	14	14	14
A _n calculée (cm ²)	0.04	0.05	0.10
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20

Tableau VI.19.ferraillage du voile Vy₁

Niveau	Sous -sol ,RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*2	1.5*2	1.5*2	1.5*2
N (KN)	1380.193	1182.964	748.279	396.52
M (KN)	169.556	24.132	19.096	50.244
V (KN)	50.045	8.661	1.975	14.19
τ_b (MPa)	0.262	0.045	0.01	0.075
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5

Amin (RPA) (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A calculée (cm ²)	61.29	35.05	22.33	13.56
A calculée/face (cm ²)	30.64	17.52	11.16	6.78
Nombre de barres/face	6HA16+6HA20	6HA14+6HA16	6HA12+6HA14	6HA12+6HA10
A adopté / face (cm ²)	30.90	21.30	16.02	11.52
St (cm)	18	18	18	18
A _n calculée (cm ²)	0.25	0.04	0.01	0.07
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.20.ferraillage du voile Vy₂

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.8	1.5*1.8	1.5*1.8	1.5*1.8
N (KN)	939.681	589.227	375.624	368.171
M (KN)	59.827	50.934	2.846	110.248
V (KN)	30.681	23.044	145.021	3.593
τ _b (MPa)	0.177	0.133	0.836	0.021
τ̄ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	4.05	4.05	4.05	4.05
A calculée (cm ²)	29.88	19.38	15.43	10.93
A calculée/face (cm ²)	14.94	9.69	7.71	5.46
Nombre de barres/face	10HA14	5HA12+5HA14	6HA12+4HA14	4HA10+6HA12
A adopté / face (cm ²)	15.40	13.35	12.94	9.94
St (cm)	18	18	18	18
A _n calculée (cm ²)	0.78	0.17	0.12	0.27
A _n min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	0.02
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _n adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.21.ferrailage du voile Vy₃

Niveau	Sous –sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.7	1.5*1.7	1.5*1.7	1.5*1.7
N (KN)	811.901	768.88	553.51	196.782
M (KN)	50.986	92.994	88.178	16.328
V (KN)	102.427	51.754	46.722	71.475
τ_b (MPa)	0.664	0.316	0.285	0.436
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	3.82	3.82	3.82	3.82
A calculée (cm ²)	26.08	26.82	20.38	6.48
A calculée/ face (cm ²)	13.04	13.41	10.19	3.24
Nombre de barres/face	5HA12+5HA16	4HA12+6HA14	7HA12+3HA10	10HA8
A adopté / face (cm ²)	15.70	13.76	10.28	5.02
St (cm)	17	17	17	17
A _h calculée (cm ²)	0.62	0.30	0.27	0.41
A _h min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _h adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.22.ferrailage du voile Vy₄

Niveau	Sous –sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.6	1.5*1.6	1.5*1.6	1.5*1.6
N (KN)	973.628	830.825	692.567	100.357
M (KN)	49.510	106.959	65.604	3.047
V (KN)	41.166	77.345	50.217	10.154
τ_b (MPa)	0.267	0.501	0.325	0.3075
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
A calculée (cm ²)	30.66	29.65	23.44	3.073

A calculée/ face (cm ²)	15.33	14.82	11.72	1.53
Nombre de barres/face	7HA14+5HA12	6HA12+6HA14	7HA12+5HA10	10HA10
A adopté / face (cm ²)	16.43	16.02	11.86	7.90
St (cm)	16	16	16	16
A _h calculée (cm ²)	0.47	0.25	0.31	0.07
A _h min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _h adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.23 : ferrailage du voile Vy₅

Niveau	Sous -sol, RDC	1 ^{er} ,2,3 ^{eme} étage	4,5 ^{eme} étage	6,7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.5*1.4	1.5*1.4	1.5*1.4	1.5*1.4
N (KN)	883.114	779.903	531.528	335.031
M (KN)	33.071	62.933	48.273	3.881
V (KN)	71.532	32.679	31.241	23.84
τ _b (MPa)	0.53	0.242	0.231	0.177
τ̄ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	3.15	3.15	3.15	3.15
A calculée (cm ²)	27.42	26.29	18.25	9.87
A calculée/ face (cm ²)	13.71	13.15	9.12	4.93
Nombre de barres/face	6HA12+4HA14	5HA14+5HA12	6HA12+4HA10	10HA10
A adopté / face (cm ²)	17.28	13.35	9.94	7.90
St (cm)	14	14	14	14
A _h calculée (cm ²)	0.50	0.23	0.22	0.17
A _h min /ml (cm ²)	6.41	6.68	6.68	6.68
Nombre de barre/face/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _h adoptée (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
St (cm)	20	20	20	20

V.3.4.Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on présente les schémas de ferrillages du voile

du Sous-sol, RDC comme exemple :

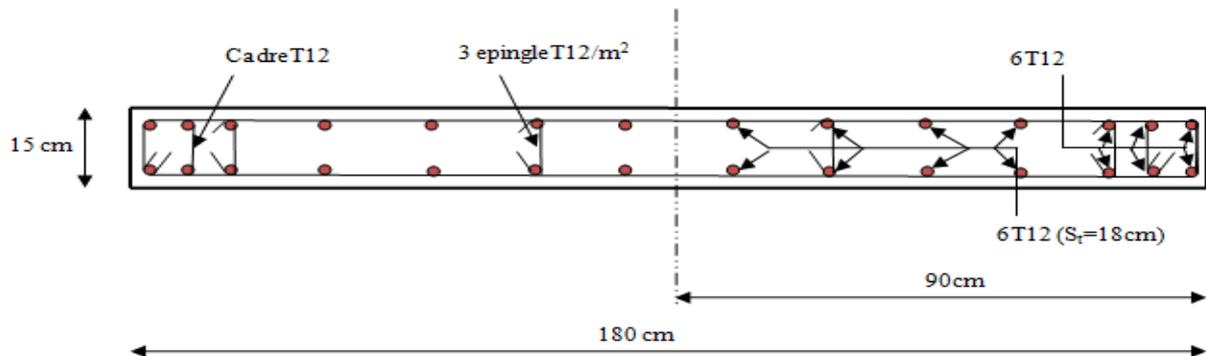


Figure VI.12. : Schéma de ferrailage du panneau longitudinal (Sous-sol et RDC)

Conclusion :

Dans ce chapitre on constate que la majorité des poteaux nécessitent une section d'armature exigée par le RPA du à l'importance de leur section. Les poutres qui sont de même section pour toute la structure sont ferrillées selon les efforts repris, leurs section d'armature est tirée du logiciel SAP2000.les grandes dimensions de certains voiles engendrent des moments importants ce qui explique aussi leur ferrailage considérable.

CHAPITRE VII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VII.2.Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\bullet \quad \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.
- S : Surface d'appui sur le sol.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VII.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

❖ Les caractéristiques du sol

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 0.85 bar pour une profondeur au moins de 4.20 m par rapport à la côte du terrain naturel. On suggère l'emploi de fondations superficielles de type semelles isolées en premier lieu.

VI.4. Vérification des fondations

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

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 vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

VI.4.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :
N=3142.204KN

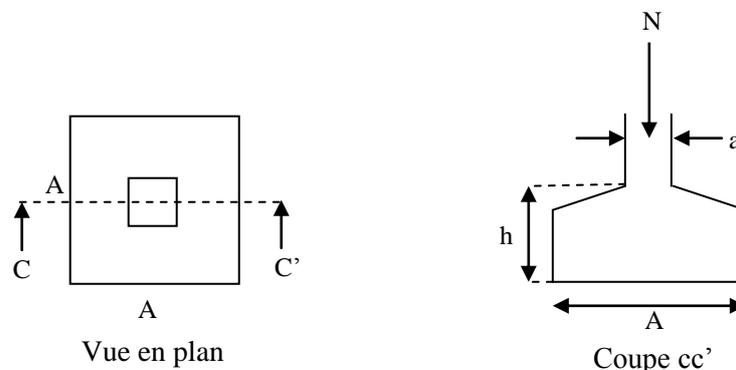


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.142}{0.085}} = 6.07 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 5 poteaux.

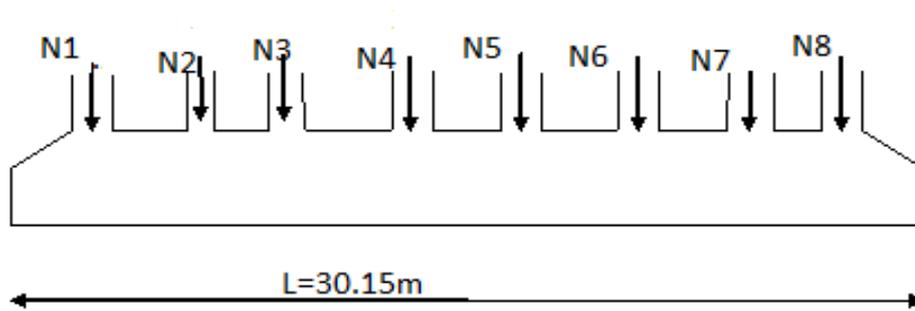


Figure VII.2 : Schéma d'une semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N1=1675.235\text{KN}$, $N2=2513.878\text{KN}$, $N3=2765.886\text{KN}$, $N4=2074.268\text{KN}$, $N5=2834.808\text{KN}$
 $N6=3123.746\text{KN}$, $N7=2999.985\text{KN}$.

$$N = \sum N_i = 18077.806\text{KN}$$

$$L = 30.15\text{m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{18.0778}{0.085 \times 30.15} = 7.05\text{m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 7.05m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général.

VII.4.3. Radier général

1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

2. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

✓ Nervure

h = la hauteur du nervure.

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

$$L_{\text{max}} = 630 - 62.5 = 567.5\text{cm}$$

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots (1)$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h \geq 56.75 \text{ cm}$

✓ **La dalle**

h_d = la hauteur de la dalle du radier.

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \dots\dots (2)$$

En remplaçant dans la relation on obtient : $h_d \geq 28.37 \text{ cm}$

➤ **La condition de rigidité**

$$\checkmark L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)]^{1/4} \dots\dots\dots (2)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (56.75)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7} \quad h \geq 0.63 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 90 \text{ cm}$.

La hauteur de la dalle du radier $h_d = 50 \text{ cm}$.

❖ **Calcul de la surface des fondations**

N : l'effort service de la superstructure

$$N = 55667.52 \times 1.1 = 61234.272 \text{ KN}$$

S_{bat} : surface totale du bâtiment.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{sol} = 0.85 \text{ bar}$$

$$S_{bat} = 23.85 \times 30.15 = 719.077 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{61234.272}{85}$$

$$S_{rad} \geq 720.403 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface de radier : $S_{radier} = 720.403 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 719.077m^2$

$S_{radier} > S_{bat} \rightarrow$ Le radier comporte un débord.

❖ Les Vérifications nécessaires

a. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma$

$N = 61234.272KN$.

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$H = 4.5m$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{rad} = 720.403m^2$ (surface totale du radier).

$\gamma = 10 KN/m^3$

$F_s * H * S_{rad} * \gamma_w = 1.5 * 4.5 * 720.403 * 10 = 48627.20KN$

$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Condition vérifiée.

b. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$N = 3142.204KN$.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$U_c = 2 * (A + B)$

$A = a + h_d$

$B = b + h_d$

$A = 60 + 50 = 110cm$.

$B = 65 + 50 = 115cm$.

On trouve $U_c = 4.5m$.

$0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b = 0.045 * 4.5 * 1 * 25 / 1.15 = 4402.17KN$.

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

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 largeur $b = 1m$

$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{rad}} = \frac{76762.73 * 5.675}{2 * 720.403} = 302.35KN$.

$\tau_u = \frac{302.35 * 10^{-3}}{0.9 * 0.5} = 0.71MPa \leq 2.5MPa$. Vérifier

c. Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 34085.621 m^4$, et $X_G = 15.07 m$.

$I_y = 54471.468 m^4$, et $Y_G = 11.93 m$.

$M_x = 2107.890 KN.m$, $M_y = 2156.193 KN.m$.

$N = 56338.293 KN$.

$$\sigma_1 = \frac{56338.293}{720.403} + \frac{2156.193 \times 11.93}{54471.468} = 82.93 KN / m^2$$

$$\sigma_1 < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{56338.293}{720.403} - \frac{2156.193 \times 11.93}{54471.468} = 77.47 KN / m^2$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc

répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0829 + 0.0774}{4} = 0.0815 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_g}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{56338.293}{720.403} + \frac{2107.890 \times 15.07}{34085.621} = 79.13 KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{56338.293}{719.077} - \frac{2107.890 \times 15.07}{34085.621} = 77.27 KN / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0791 + 0.0772}{4} = 0.078 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

d. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens } xx : e = \frac{2156.193}{56338.293} = 0.038m \leq \frac{30.15}{4} = 7.53m \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens } yy : e = \frac{2107.890}{56338.293} = 0.037m \leq \frac{23.85}{4} = 5.96m \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{76762.73}{720.403} = 106.55 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{55667.57}{720.55} = 77.25 \text{KN} / \text{m}^2$$

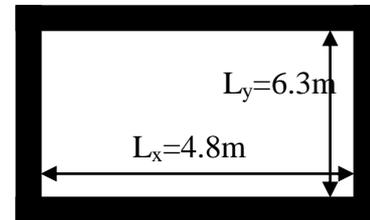


Figure VII.3: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

• ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 149.25 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 78.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 126.86 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 66.90 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -74.62 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -39.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{106.55 \times 4.8}{2} = 255.72 \text{KN}$$

• ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 119.60 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 78.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 101.66 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 66.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis} \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -59.8 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -39.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.50) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII .1 : Tableau de ferrailage du radier

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	N ^{br} de barre	S_t (cm)
Sensxx	travée	126.86	9.88	4.52	10.05	5HA16	25
	appuis	-74.62	5.81	4.52	7.70	5HA14	25
Sensyy	travée	66.90	5.21	4	5.65	5HA12	25
	appuis	-39.35	3.06	4	5.65	5HA12	25

❖ Vérification

➤ A l' ELU

✓ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 191.26 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 84.59 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{191.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.425 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{84.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ A1'ELS

a. Etat limite de compression du béton

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Sens xx	travée	101.66	217936.28	10.23	4.77	15
	appui	-59.8	173976.58	9.10	3.12	15
Sens yy	travée	66.88	133084.73	7.92	3.98	15
	appui	-39.34	133084.73	7.92	2.34	15

a. Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_s (MPa)	Observation
Sens xx	travée	101.66	217936.28	10.23	243.28	Non vérifiée
	appui	-59.8	173976.58	9.10	12.33	Vérifiée
Sens yy	travée	66.88	133084.73	7.92	18.63	Vérifiée
	appui	-39.34	133084.73	7.92	10.96	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes nouvelle

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	N ^{br} de barre	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	Observation
Sens xx	travée	12.06	6HA16	11.07	253479.27	204.11	Vérifiée
	appui	7.70	5HA14	9.10	173976.58	12.33	Vérifiée
Sens yy	travée	5.65	5HA12	7.92	133084.73	18.63	Vérifiée
	appui	5.65	5HA12	7.92	133084.73	10.96	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage du radier

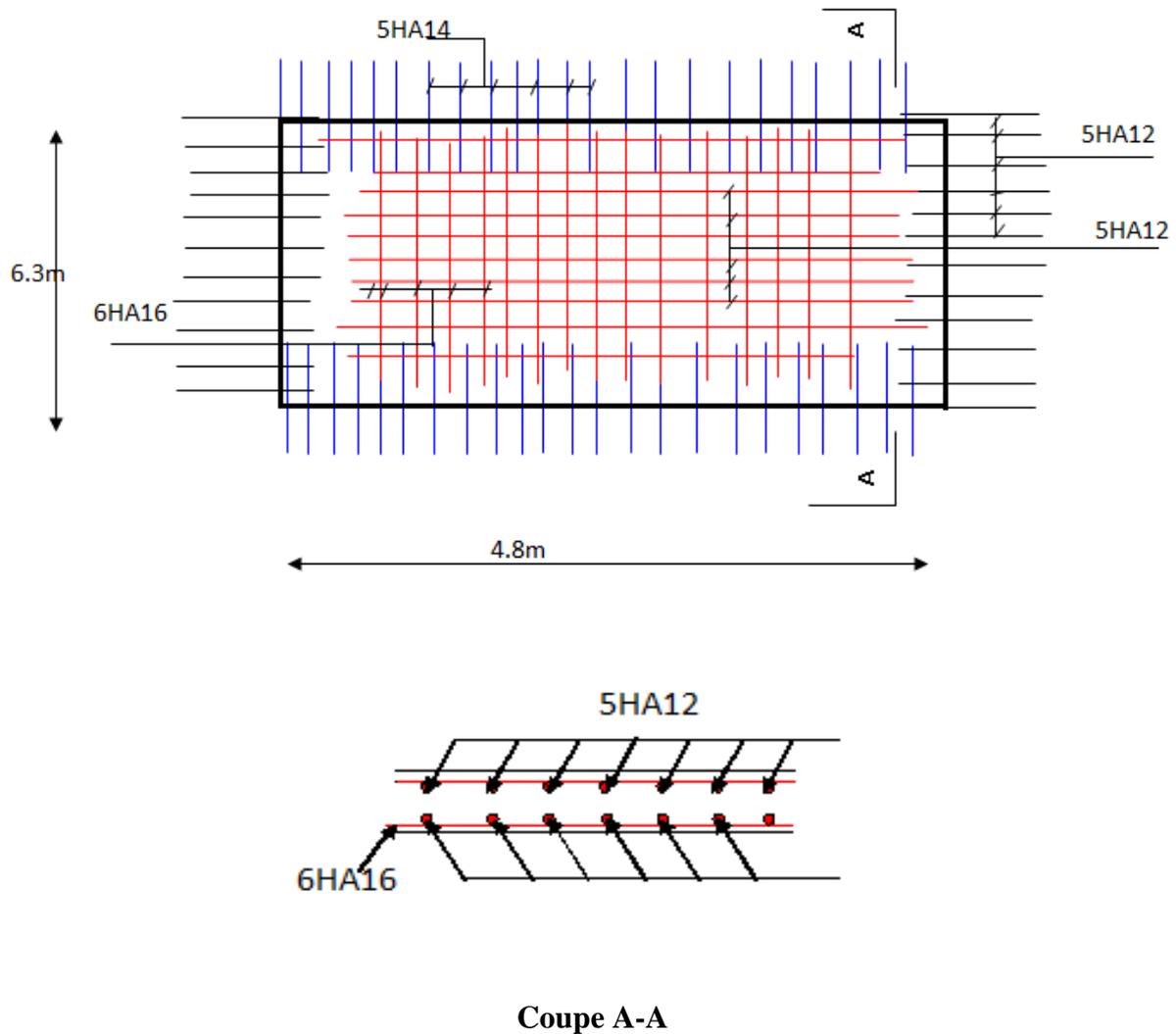


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage du radier.

4.1. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console de 1.3m de longueur soumise à la flexion simple.

$$\text{On a } \begin{cases} q_u = 106.55 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 77.25 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 106.55 \times \frac{1.3^2}{2} = 90.03 \text{ KNm}.$$

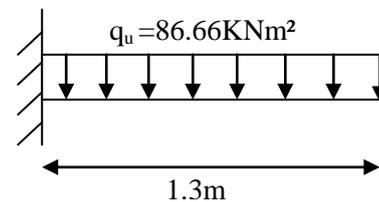


Figure VII.5 : Schéma statique du débord.

Tableau VII.5 : Résumé des résultats du ferrailage.

M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
90.03	0.091	0.119	0.771	3.35	5T14=7.7

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.78 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} : $A=5T16=10.05 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l = 106.55 \times 1.3 = 138.51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{138.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 0.171 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Les vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 77.25 \times \frac{1.3^2}{2} = 65.27 \text{ KNm}$$

Tableau VII.6 : Résumé des résultats de vérifications des contraintes.

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
65.27	10.05	14.19	334155.47	2.77	195.74	15	201.63

On déduit que les contraintes sont vérifiées.

4.2. Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge}$$

triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge}$$

trapézoïdale.

$$q_u = 106.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 77.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

▪ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal (x-x)

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(\text{m})$	$l'_x(\text{m})$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)	V	
				M_g	M_d			V_g	V_d
A-B	4.8	4.8	170.48	73.647	388.16	2.01	272.669	343.62	474.67
				5	5	6		7	7
B-C	4.8	3.84	170.48	388.16	210.62	2.61	195.6	474.67	372.16
				5	4	7		7	4
C-D	3.07	2.64	109.21	210.62	77.752	1.93	6.559	372.16	124.7
	5		3	4		3		4	
D-E	3.07	2.64	109.21	77.752	210.62	1.14	6.559	124.7	391.41

	5		3		4	2			8
E-F	4.8	3.84	170.48	210.62	295.74	2.29	238.72	391.41	426.88
F-G	4.8	3.84	170.48	295.74	388.16	2.28	150.115	426.86	343.62
G-H	4.8	4.8	170.48	388.16	73.647	2.78	272.669	343.62	343.62

• **Sens longitudinal (x-x)**

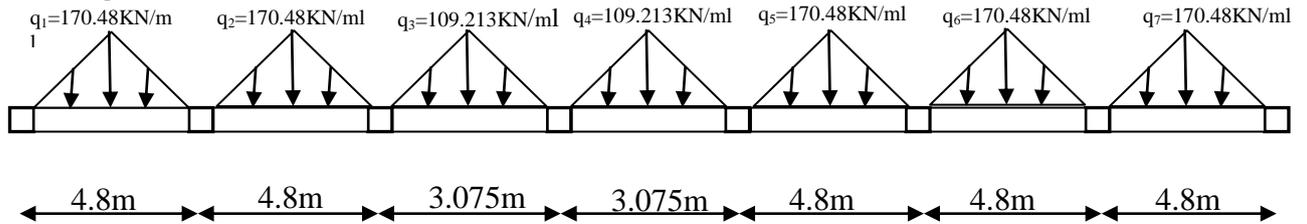


Figure VII.6. Sollicitations sur les nervures longitudinales

• **Sens transversal (y-y)**

Tableau VII.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)	V(KN)	
				M_g	M_d			V_g	V_d
A-B	5.25	5.25	48.07	24.842	252.45	1.72	46.52	82.83	359.4
B-C	6.30	5.04	118.14	252.45	332.72	3.04	294.224	359.4	384.88
C-D	6.15	4.92	109.52	332.72	409.35	2.96	147.459	384.88	390.70
D-E	6.15	6.15	109.52	409.35	77.669	3.56	287.556	390.70	282.84

• **Sens transversal (y-y)**

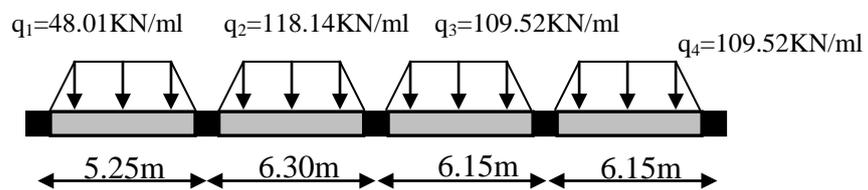


Figure VII.7 : Sollicitations sur les nervures transversales.

❖ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

• **Sens XX**

$h=0.9\text{ m}$

$h_0=0.5\text{ m}$

$b_0=0.6\text{ m}$

$d=0.81\text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{6.30}{10}, \frac{4.8}{2}\right)$$

$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.63; 2.40) \Rightarrow b_1 \leq 0.63\text{ m}$

On prend $b_1=63\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.86\text{ m}$.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tab.

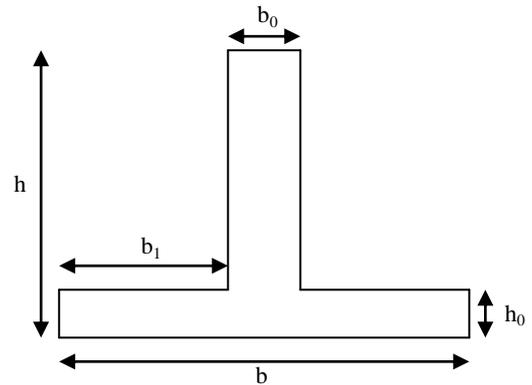


Figure VII.8 : Section de la nervure

Tableau VII.9 : Résumé des résultats de ferraillage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	272.669	9.92	18.19	20.60	4HA20+4HA16
	Appui	388.165	13.93	18.19	20.60	4HA20+4HA16

• **SensY-Y**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.9\text{ m}$

$h_0=0.5\text{ m}$

$b_0=0.65\text{ m}$

$d=0.81\text{ m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{6.30}{10}, \frac{4.8}{2}\right)$$

$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.63; 2.40) \Rightarrow b_1 \leq 0.63\text{ m}$

On prend $b_1=63\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.91\text{ m}$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau VII.10 : Résumé des résultats de ferraillage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	N ^{bre} barre
Y-Y	Travée	287.556	10.29	18.68	20.60	4HA20+4HA16
	Appui	409.359	14.70	18.68	20.60	4HA20+4HA16

❖ **Vérifications**➤ **A l'ELU**✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VII.11 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
SensXX	426.866	0.283	Vérifiée
Sens YY	390.707	0.259	Vérifiée

➤ **A l'ELS**✓ **État limite de compression du béton**

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

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Sens xx	travée	197.688	20.60	1715856.84	6.70	0.77	15
	appui	281.424	20.60	1715856.84	6.70	0.77	15
Sens yy	travée	263.469	20.60	1718761.61	6.63	1.34	15
	appui	347.686	20.60	1718761.61	6.63	1.34	15

✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes dans l'acier des nervures.

Sens		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X- X	travée	197.688	20.60	1715856.84	6.70	128.40	201.63
	appui	281.424	20.60	1715856.84	6.70	182.793	201.63

Y-	travée	263.469	20.60	1718761.61	6.63	171.00	201.63
Y	appui	347.686	20.60	1718761.61	6.63	225.663	201.63

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens y-y au niveau des appuis n'est pas vérifiée, danc on augmenter les sections de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.14 : Vérification des nouvelles contraintes dans l'acier des nervures.

Sens		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Yy	appui	347.686	4HA20+4HA25=32.20	2115455.77	17.86	155.66	201.63

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(27.7; 60; 25)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

✓ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(22.5; 12)cm$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12cm$$

Soit $S_t=10cm$.

❖ **Schémas de ferrailage des nervures la plus sollicitée**

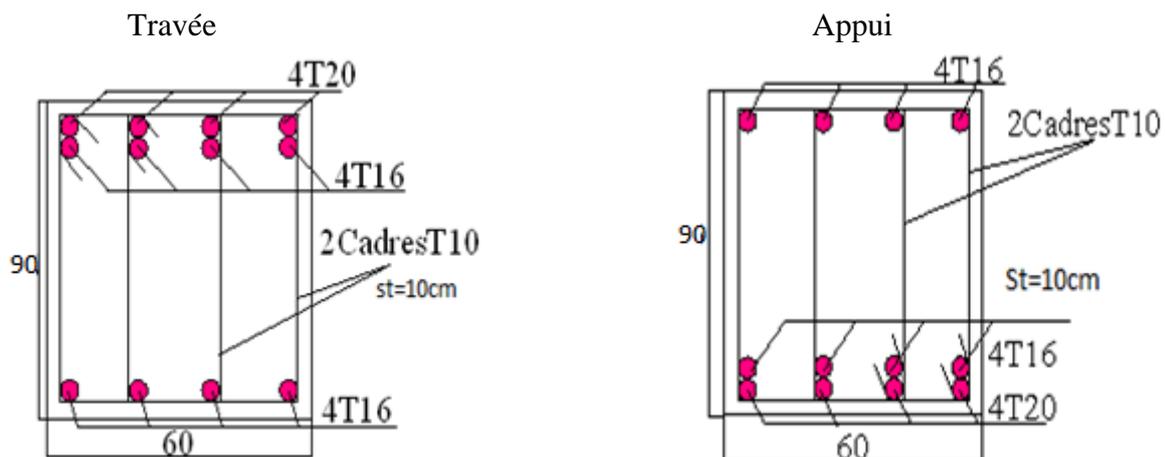


Figure VII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure

VII.5.Voile périphérique

Selon le **RPA99 /2003**, les ossatures au dessous 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. On prend $e_p=20\text{cm}$
- 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.

❖ Dimensionnement des voiles

- ✓ La hauteur $h=2.5\text{ m}$
- ✓ La longueur $L=6\text{ m}$
- ✓ L'épaisseur $e=20\text{ cm}$

❖ Caractéristiques du sol

- ✓ Le poids spécifique du sol : $\gamma_h = 20.1\text{KN} / \text{m}^3$
- ✓ L'angle de frottement : $\varphi = 23.42^\circ$
- ✓ La cohésion : $C=3.7\text{ KN}/\text{m}^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres :

$$P = h * \gamma * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 20.1 \times 2.5 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.42}{2}\right) = 21.66\text{KN} / \text{m}$$

b. Surcharge due à la surcharge

Q=Surcharge d'exploitation $Q=10\text{KN}/\text{m}$

$$Q = Q * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \text{g}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.42}{2}\right) = 4.31\text{KN} / \text{m}$$

❖ 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

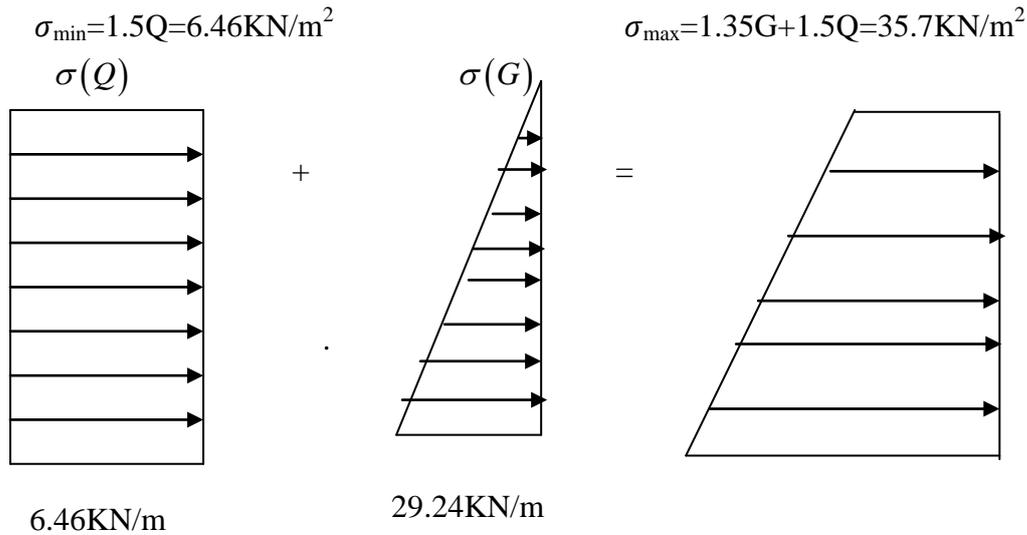


Figure. VII.10: Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable, le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 23.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \cdot 1\text{ml} = 23.54 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$L_x = 2.5 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.41 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \cdot \mu_y$$

$$\alpha = 0.41 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

Annex 2

$$M_{0x} = 16.007 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 4.001 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 3.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 4.80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$ condition exigée par le RPA.

Tableau VII.15 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
travée	X-X	13.60	0.332	0.526	0.142	2.72	2	5T10=3.93
	Y-Y	3.40	0.332	0.526	0.142	0.68	2	4T10=3.14
Appui		4.80	0.332	0.526	0.142	0.97	2	4T10=3.14

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{23.54 * 2.5}{2} = 29.425 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ **A l'ELS**

$\sigma_{min} = 1 * Q = 6.46 \text{ KN} / m^2$

$\sigma_{max} = 1 * P = 29.24 \text{ KN} / m^2$

$q_s = \sigma_{min} + \sigma_{max} = 35.7 \text{ KN} / m^2$

$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1110 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$

$M_{0x} = 24.76 \text{ KN.m}$

$M_{\dot{a}y} = 7.24 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 21.04 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 6.15 \text{ KN.m}$

$M_{ap} = 7.42 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau VII.16 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s
Sens xx	travée	21.04	3.93	13686.15	4.05	6.22	321.68
	appui	7.42	3.14	11319.62	3.67	2.41	140.86
Sens yy	travée	6.15	3.14	11319.62	3.67	2	116.75
	appui	7.42	3.14	11319.62	3.67	2.41	140.86

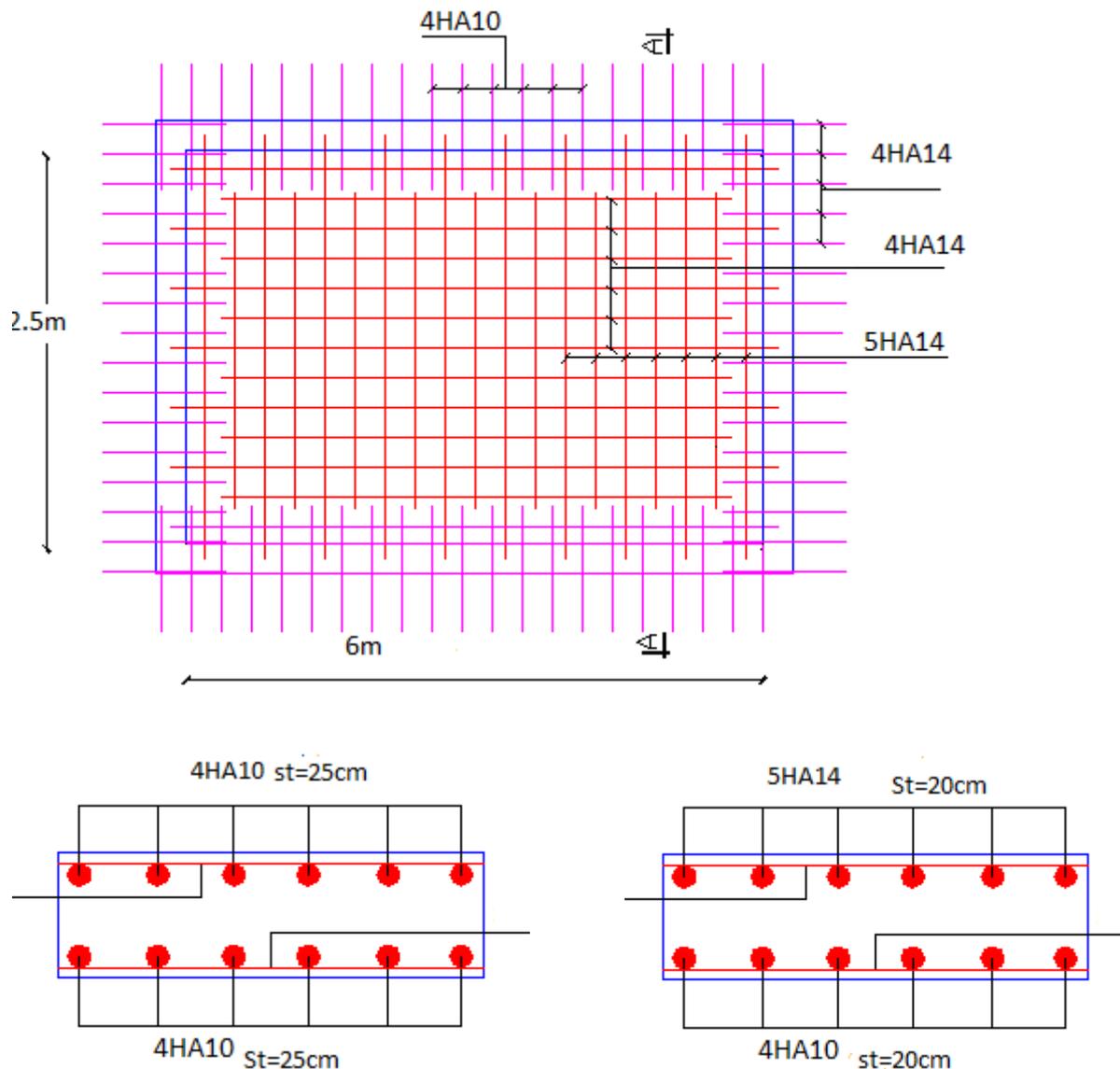
On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ dans le sens x-x au niveau de travée n'est pas vérifiée, danc on augmenter les sections de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.17 : Vérification des nouvelles contraintes dans l'acier

Sens		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
yy	appui	21.04	5HA14=7.70	23585.56	5.39	4.81	168.65

Le schéma de ferrailage



Appui

Travée

Figure VII. 11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances, de se familiariser avec tous les règlements en vigueur ainsi que les outils numériques de calcul et surtout de nous faire prendre conscience des difficultés, des contraintes et de la complexité d'une étude faite dans les règles de l'art.

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- Nous avons vérifiées les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres .
- Pour les fondations on a opté à un radier général avec un débord de 1.3 m afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (contrainte admissible 0.85 bar) et pour éviter dans ce dernier des tassements différentiels éventuels.

En fin, on constate que notre projet nous a permis de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction il fait parti d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, le laboratoire et des techniciens chargés de suivi.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.