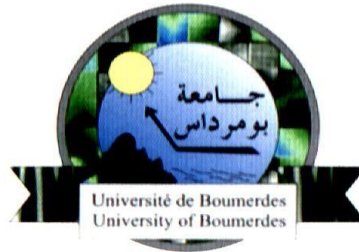


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIR
MINISTER DE L'ENSIENGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE M'HAMED BOUGUERRA BOUMERDES
FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme

Option : structure et construction

Master en Génie Civil

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+entre sol),
en béton armé, à usage d'habitation
contreventé par portiques et voiles.

Présenté par

SEDKAOUI IMAD EDDINE

HEBRIH BILAL

Encadré par

M^{ème} BEDAOUI

Promotion 2020/2021

REMERCIEMENTS

Nos premiers remerciement, vont pour le bon dieu, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous rémériions également nos familles pour leurs sacrifices pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **M^{ème}.BEDAOUI** pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Bilal et Imad

Dédicace

Avec tout respect et amour Je dédie ce travail

*À mes très chers parents pour tous les efforts consentis pour m'assurer une
Bonne éducation, et qui m'ont encouragé et qui ont fait de moi ce
Que je suis aujourd'hui.*

*Merci d'être présent dans mes joies et mes peines et tout simplement
D'être ma famille.*

*À mes chers frères et sœurs qui je souhaite beaucoup de succès
Dans leurs vies.*

BILAL





Dédicace

Avec tout respect et amour Je dédie ce travail

*À mes très chers parents pour tous les efforts consentis pour m'assurer une
Bonne éducation, et qui m'ont encouragé et qui ont fait de moi ce
Que je suis aujourd'hui.*

*Merci d'être présent dans mes joies et mes peines et tout simplement
D'être ma famille.*

*À mes sœurs qui je souhaite beaucoup de succès
Dans leurs vies.*

IMAD EDDINE

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.3 Classification de l'ouvrage	1
I.4 Contrainte admissible de sol	1
I.5 Eléments constituant la construction	1
I.6 Hypothèse de calcul	2
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.7.1 Le béton	3
I.7.2 Principaux caractères et avantages	3
I.7.3 L'acier	7

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	9
II.2 Pré dimensionnement des planchers à corps creux	9
II.3 Pré dimensionnement de la dalle pleine balcon :	10
II.4 Pré dimensionnement des poutres	10
II.5 Pré dimensionnement des Voiles	12
II.6 Pré dimensionnement des escaliers	13
II.7 Descente des charges	14
II.8 Pré dimensionnement des poteaux	15
II.9 Vérification au flambement	22
II.9.1 Poteau central de la terrasse (30 cm x30 cm)	22
II.9.2 Vérification du flambement de poteau circulaire	23

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Calcul des balcons.....	24
III.1.1 Les charges.....	24
III.1.2 Ferrailage à L'ELU.....	25
III.1.3 Vérification à l'ELU	26

SOMMAIRE

III.1.4 Vérification à l'ELS.....	27
III.1.5 Vérification de la flèche	28
III.2 L'escalier.....	28
III.2.1 Introduction	28
III.2.2 Sollicitation de calcul	28
III.2.3 Combinaisons de charges.....	29
III.2.4 Ferrailage a l'ELU	29
III.2.5 Armatures longitudinales	33
III.2.6 Vérifications à L'ELU	35
III.2.7 Vérification à L'ELS	36
III.2.8 Vérification de la flèche.....	37
III.3 Etude de la poutre palière.....	39
III.3.1 Sollicitations de la poutre palière	40
III.3.2 Combinaisons de charges.....	40
III.3.3 Ferrailage	41
III.3.4 Vérifications à L'ELU	43
III.3.5 Vérification à L'ELS	44
III.4 Etude des planchers	45
III.4.1 Dalle de compression.....	45
III.4.2 Calcul des poutrelles.....	46
III.4.3 Pré dimensionnement des poutrelles	47
III.4.4 Calcul des poutrelles.....	47
III.4.5 Ferrailage	53
III.4.6 Vérifications a l'ELU	55
III.4.7 Vérification à L'ELS	55
III.5 L'acrotère	59
III.5.1 Introduction	59
III.5.2 Calcul des sollicitations	58
III.5.3 Calcul des armatures à L'ELU	60
III.5.4 Vérifications à l'ELU	62
III.5.5 Vérifications à l'ELS	63

SOMMAIRE

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

IV.1 Introduction	65
IV.2 L'étude dynamique.....	65
IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique	65
IV.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS	65
IV.2.3 Modélisation	66
IV.2.4 La disposition des voiles	67
IV.2.5 Caractéristiques Géométriques	68
IV.2.6 Période et facteurs de participation massique	69
IV.3 Choix de la méthode de calcul	71
IV.3.1 Méthode statique équivalente MSE.....	72
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale	77
IV.3.2.1 Spectre de réponse de calcul	77
IV.3.2.2 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étages	77
IV.3.2.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	79
IV.3.2.4 Spécification pour les poteaux	80
IV.3.2.5 Vérification de non renversement	81

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

V.1 Introduction.....	82
V.2 Ferrailage Poteaux.....	82
V.2.1 Les combinaisons d'actions	82
V.2.2 Ferrailage longitudinal.....	85
V.2.3 Ferrailage transversale (RPA 2003)	87
V.2.4 Vérification	89
V.3 ferrailage des poutres.....	93
V.3.1 introduction	93
V.3.2 Recommandation du RPA99/V03 en zone II.....	93
V.3.3 Recommandation du BAEL 91	94
V.3.4 Calcul des armatures longitudinale	96
V.3.5 Armatures transversales	97

SOMMAIRE

V.3.6 Vérification	98
V.3.7 Calcul de la flèche	10
V.4 Ferrailage des voiles	104
V.4.1 introduction	104
V.4.2 Combinaisons d'actions	105
V.4.3 Recommandations de RPA	105
V.4.4 Calcul des sollicitations	107
V.4.5 Exemple de calcul: (voile Vx1).....	109
V.4.6 Vérification à L'ELS	111
V.4.7 Résultats de ferrailage.....	111
V.4.8 Les vérifications	113
V.5 Conclusion	113

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

VI.1 introduction.....	114
VI.2 Etude de sol.....	114
VI.3 Type des fondations	114
VI.4 Choix du type de fondation	114
VI.4.1 Pré dimensionnement du radier.....	115
VI.4.2 Condition de coffrage	116
VI.4.3 Vérifications.....	117
VI.4.4 Caractéristiques géométriques	119
VI.4.5 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	119
VI.5 Ferrailage du radier	121
VI.5.1 ferrailage de la dalle pleine de radier	121
VI.5.2 Ferrailage du débord du radier.....	125
VI.5.3 Ferrailage des poutres (nervures).....	125

Liste des figures

Chapitre I : présentation de projet

Figure I.1: Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	6
Figure I.3: Diagramme des contraintes-déformations de l'acier.....	8

Chapitre II: pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Vue 3D du plancher en corps creux	9
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	12
Figure II.3: schéma d'un escalier	13
Figure II.4 : loi de dégression	15
Figure II.5 : Surfaces reprises par le poteau circulaire le plus sollicité	17
Figure II.6 : Surfaces reprises par le poteau central le plus sollicité	19
Figure II.7 : Surfaces reprises par le poteau de rive le plus sollicité	21

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique du balcon et cas de chargement à L'ELU et à L'ELS	24
Figure III.2 : diagramme des moments de balcon (ELU ; ELS).	25
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de balcon.	28
Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU.	29
Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS	29
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant d'escalier (l'ELU, l'ELS).	33
Figure III.7 : schéma de ferrailage d'escalier	39
Figure III.8 : schéma statique de la poutre palière	40
Figure III.9 : diagramme d'effort tranchant et de moment de poutre palière a L'ELU et L'ELS	41
Figure III.10 : schéma ferrailage de la poutre palière	45
Figure III.11 : Schéma de la table de compression	46
Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle a L'ELU	50
Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle a L'ELS	50
Figure III.14 : Diagramme des moments de la poutrelle a L'ELU	51

Liste des figures

Figure III.15 : Diagramme d'effort tranchant de la poutrelle à L'ELU	51
Figure III.16 : diagramme des moments de la poutrelle à L'ELS	52
Figure III.17 : Diagramme d'effort tranchant de la poutrelle à L'ELS	52
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	58
Figure III.19 : Schéma de plancher	59
Figure III.20 : schéma statique d'acrotère	59
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	64

Chapitre VI : analyse dynamique et sismique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure	66
Figure IV.2 :Disposition optimal des voiles de contreventement	67
Figure IV.3 : Mode de translation a l'axe X	70
Figure IV.4 : Mode de translation a l'axe Y	70
Figure IV.5 : mode de rotation à l'axe z	71
Figure IV. 6: spectre de réponse de calcul de site Meuble	77

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

Figure V.1 : sollicitations sur les poteaux	84
Figure V.2: Sollicitations des voiles	104
Figure V.3: Disposition de l'armature verticale dans le voile	105
Figure V.4: efforts internes dans le voile	107

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

Figure VI.1 schéma de radier	116
Figure VI.2 : Schéma statique de contraintes de radier	120
Figure VI.3 : Schéma statique de débord de radier	125
Figure VI.4 : dimension de radier	126

La liste des tableaux

Chapitre I : présentation de projet

Tableau 1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment.	1
Tableau 2: Caractéristiques du béton utilisé.	5
Tableau 3: Caractéristiques des aciers utilisés.	6

Chapitre II: pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 Loi de dégression	16
Tableau II.2: Sections des poteaux circulaire.....	18
Tableau II.3 : Sections des poteaux centraux.....	20
Tableau II.4 : Sections des Poteau de rive le plus sollicité.....	22

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	36
Tableau III.2 : Vérification de la contrainte dans l'acier.....	36
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte dans le béton	44
Tableau III.5 : Moment et Effort tranchants à L'ELU.....	51
Tableau III.6 : Moment et Effort tranchants à L'ELS.....	52
Tableau III.7 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).....	53
Tableau III.8 : Vérification de la contrainte dans le béton	56
Tableau III.9 : Vérification de contraintes au béton.....	64

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : Caractéristiques massique et géométrique.....	68
Tableau IV.2: Période et facteurs de participation modale.....	69
Tableau IV.3: Charge verticale.....	74
Tableau IV.4 : Charge horizontal.....	75
Tableau IV.5: valeurs des pénalités P_q	75
Tableau IV.6 : vérification de la résultante des forces sismiques.....	77
Tableau IV.7 : Déplacement inter étage dans le sens X-X.....	78
Tableau IV.8 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y.....	78

La liste des tableaux

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	79
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	80
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	80
Tableau IV.12 : Vérification de rapport Ms/Mr.....	81

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

Tableau V.1: Coefficients de sécurité et caractéristiques de matériaux.....	83
Tableau V.2: Ferrailage maximal et minimal.....	85
Tableau V.3: Ferrailages longitudinal des poteaux.....	86
Tableau V.4: Choix des armatures transversales.....	89
Tableau V.5: Vérification de la condition de non fragilité.....	89
Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant.....	90
Tableau V.7: Vérification de l'effort normal ultime.....	91
Tableau V.8: Vérification des contraintes normales de compression du béton.....	92
Tableau V.9: Ferrailages longitudinaux des poutres liées et non liées aux voiles.....	97
Tableau V.10: Vérification du cisaillement du béton.....	99
Tableau V.11: Contrainte de compression dans le béton.....	100
Tableau V.12: Influence de l'effort tranchant.....	101
Tableau V.13: Influence de l'effort tranchant.....	101
Tableau V.14.: Ferrailage des voiles de 3.1.....	111
Tableau V.15 : Vérification des contraintes.....	113
Tableau 17.: Vérification de la contrainte de compression à l'état limite de service.....	113

Chapitre VI calcul d'infrastructure

Tableau VI.1: Vérification des contraintes sous le radier.....	120
Tableau VI.2: Vérification de soulèvement.....	120
Tableau VI.3: Vérification de la stabilité.....	121
Tableau VI.4 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier.....	123
Tableau VI.5: Vérification des contraintes.....	125
Tableau VI.6: Ferrailage des nervures longitudinales et transversales.....	126
Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal.....	128
Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).....	128

Introduction générale

Le souci principal de l'ingénieur en bâtiment est de concevoir des structures stables et capables de résister à tout phénomène pouvant mettre en péril soit les usagés de l'ouvrage soit l'ouvrage lui-même. Cela par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques des éléments porteurs de l'ouvrage..

Dans ce contexte, notre travail consiste à analyser et à étudier un ouvrage, R+5+entre sol, en béton armé et à usage habitation, implanté dans une zone de sismicité moyenne. Notre travail est regroupé en quatre grandes parties :

- la première partie s'articule autour de la présentation du projet, pré- dimensionnement des éléments et le calcul des éléments secondaires,
- la deuxième partie vise à la conception parasismique de notre ouvrage ainsi que le calcul sismique,
- la troisième partie a pour objectif le calcul du ferrailage des éléments principaux à savoir poteau, poutre, voile,
- la dernière partie traite le choix du type de fondation à adopter ainsi que le ferrailage de l'infrastructure.

Et nous terminons notre travail par une conclusion dans laquelle nous récapitulons les résultats trouvés

Chapitre I :

Présentation de projet

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier et calculer un bâtiment en (R+5+entre sol) en béton armé à usage d'habitation implanté à **BENI AMRANE Wilaya de Boumerdes** qui est classée comme zone sismique IIb, selon RPA99 (2003).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Largeur en plan : 19.35m

Longueur en plan : 23.70m

Hauteur totale du bâtiment : 21.43m

Hauteur de RDC : 2.89m

Hauteur d'étage courant : 2.89m

Hauteur d'entre sol : 2.89m

I.3 Classification de l'ouvrage :

D'après ses caractéristiques géométriques et son usage ce bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2, ouvrage courant d'importance moyenne.

I.4 Contrainte admissible de sol : 1.5bar

I.5 Eléments constituant la construction :

A. Les planchers en corps creux : Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

B. Dalle pleine en béton armé : Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.

C. La terrasse : Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

D. L'acrotère : C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

Chapitre I : Présentation de projet

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

F. Les balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

G. La maçonnerie : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, 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 cm.

H. Enduits et revêtements :

- Céramique pour salles de bain, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour le sol.
- Mortier pour les murs.

I.6 Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.7.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.7.2 Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Le béton est un matériau composite constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts qui seront développés.

Les compositions courantes de 1m³ de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 400 kg Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 800Kg de :
 - Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).
 - Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).
- 175L d'eau de gâchage.

A: Résistances mécaniques du béton :

Chapitre I : Présentation de projet

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003(7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en oeuvre doit avoir une résistance $28f_c$ au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa. Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

B: Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 1.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{array} \right.$$

C : Résistance caractéristique à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{tj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} \geq 60\text{MPa} \end{array} \right.$$

D : Contraintes et déformations :

→ **Contrainte limites**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- **Diagramme parabole rectangle :** C'est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

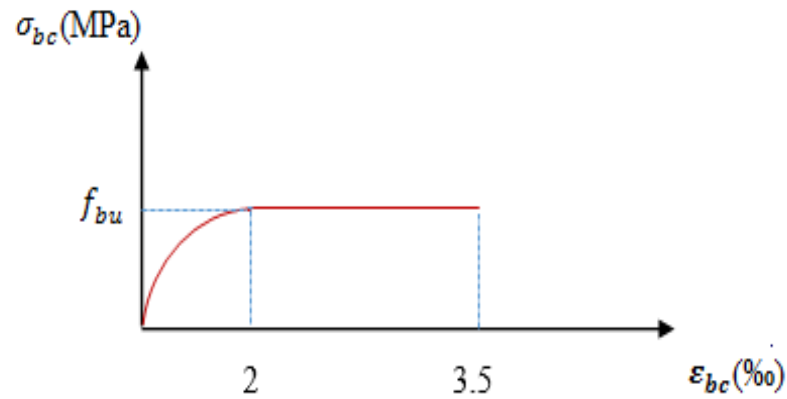


Figure I.1: Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELU.

On a :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1, \text{ si la durée d'application est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0.9, \text{ si la durée d'application entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0.85, \text{ si la durée d'application est inférieure a 1h.} \end{cases}$$

A l'ELS

Le comportement du béton est considéré comme linéairement élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme ci-dessous :

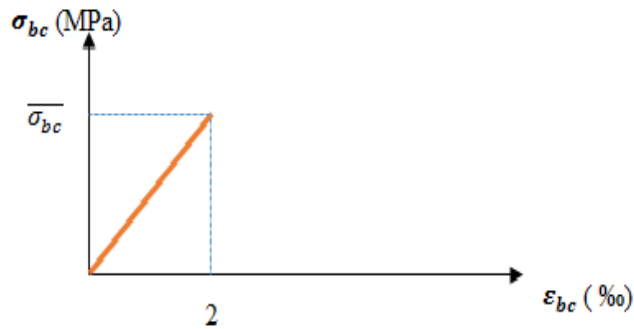


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

Tableau 1: Caractéristiques du béton utilisé.

Paramètre	Formule
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$
Contrainte à l'état limite ultime	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$
Contrainte à l'état accidentelle	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$
Contrainte à l'état de service	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$
Contrainte de cisaillement (fissuration peu préjudiciable)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$
Contrainte de cisaillement (fissuration très préjudiciable)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$
Module de déformation longitudinale instantané	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$
Module de déformation longitudinale différé	$E_{ij} = 3700 f_{c28}^{1/3}$

I.7.3 : L'acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et à la compression. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

Les aciers utilisés sont les suivants :

- Haute adhérence FeE400 pour les armatures des escaliers, des armatures longitudinales des poteaux, des poutres et poutrelles.
- Treillis soudé 06mm 150x150 pour les dalles de compressions

Tableau 2: Caractéristiques des aciers utilisés

Paramètres		Formule
Limite d'élasticité garantie		f_e
Module d'élasticité longitudinale		E_s
Contrainte limite ultime à l'ELU	Situation durable	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
	Situation accidentelle	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
Contrainte limite service à l'ELS	Fissuration peu préjudiciable	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
	Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$
	Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{3}f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec :

- η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta=1.6$ pour les armatures à haute adhérence de HA6.

- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15, \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1, \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$

Diagramme contrainte déformation de calcul :

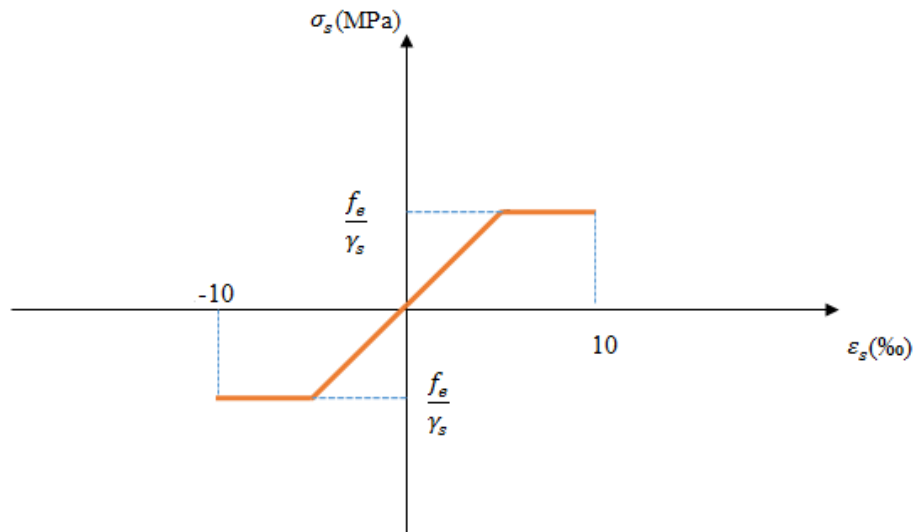


Figure I.3: Diagramme des contraintes-déformations de l'acier.

Chapitre III :
pré dimensionnement des
éléments

II.1 Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 V2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2 Pré dimensionnement des planchers à corps creux :

Ils sont constitués de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage et caufrage
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Treillis soudé.

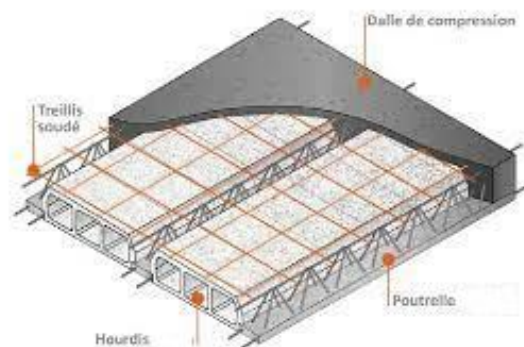


Figure II.1 : Vue 3D du plancher en corps creux.

1- Condition de résistance à la flexion : $h = \min \left(\frac{L_{YMAX}}{22.5} ; \frac{L_{Xmax}}{22.5} \right)$

Avec $L_{XMAX} = 3.5m$ et $L_{YMAX} = 4.5m$

$$: h = \min \left(\frac{450}{22.5} ; \frac{3.5}{22.5} \right) = \frac{350}{22.5} = 15.55cm$$

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

h : Hauteur totale du plancher.

- 2- Condition acoustique : $e \geq 16 \text{ cm}$
- 3- Condition de sécurité à l'incendie :

- Pour 1 h de coupe de feu $\longrightarrow e = 7 \text{ cm}$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- Pour 2 h de coupe de feu $\longrightarrow e = 11 \text{ cm}$

Hauteur minimale d'hourdis 16cm

Epaisseur minimale de table de compression 4cm

On choisit un plancher à corps creux (**16 + 4**), $H_t = 20 \text{ cm}$.

II.3 Pré dimensionnement de la dalle pleine balcon :

- On a $e \geq \frac{l}{10}$
- $e \geq 10$

$$e = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

.Définition :

Une poutre est un élément de construction dont la longueur est très supérieure à ses autres dimensions, employée dans de nombreux types de structures.

Poutres principales (poutres porteuses)

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Hauteur (h) :

Selon BAEL91

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{on a } L_{\max} = 4.5 \text{ m distance entre les axes des poteaux}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \quad \text{donc } 35 \text{ cm} \leq h \leq 52.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

Vérification d flèche CBA.93

D'après l'article 6.5.2 on a

$$F = \frac{l}{500} = \frac{4.5 \cdot 1000}{500} = 9 \text{ mm au moment maximal}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Valeur de flèche dans le cas d'une poutre de dimensions (30x35)

$$F = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

$$q = 0.3 \times 0.35 \times 25 \text{ kn/m}^2 = 2.625 \text{ kn/m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.35^3}{12} = 0.001071875 \text{ m}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{2.625 \times 10^{-3} \times 5.25^4}{2 \times 10^5 \times 0.001071875} = 1.2 \text{ mm} \leq 9 \text{ mm} \dots \text{ Condition Vérifiée}$$

Largeur B :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \text{on trouve} \quad 10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification selon RPA 99(2003)

$$b \geq 30 \text{ cm} \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{On a } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \quad \text{donc } 23.33 \leq h \leq 35$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon RPA99(2003)

$$\begin{aligned} b &\geq 20\text{cm} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ h &\geq 30\text{cm} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{b} &\leq 4 \\ \frac{35}{30} &= 1.166 < 4 \dots \text{Condition Vérifiée} \end{aligned}$$

II.5 Pré dimensionnement des Voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux dus au séisme et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

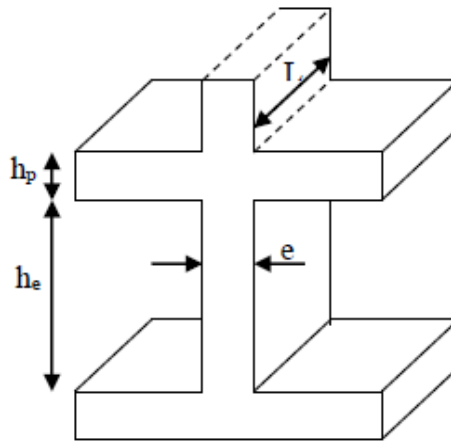


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur de voiles est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :
Avec

e : Epaisseur du voile.

L : Largeur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage

$$L \geq 4 \times e \quad \text{et} \quad e \geq \frac{h_e}{25} \quad \text{avec} \quad h_e = h - h_p$$

$$h_e = 289 - 20 = 269\text{cm}$$

$$e \geq \frac{269}{25} = 10.76 \text{ selon RPA99 (2003)} \quad e \geq 15\text{cm}$$

Donc on prend $e = 20\text{cm}$

$$L_{\min} = 20 \times 4 = 80 \text{ cm}$$

II.6 Pré dimensionnement des escaliers :

Le rôle principale de l'escalier est de permettre d'accéder d'un étage à un autre, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant ; ils se composent de plusieurs éléments :

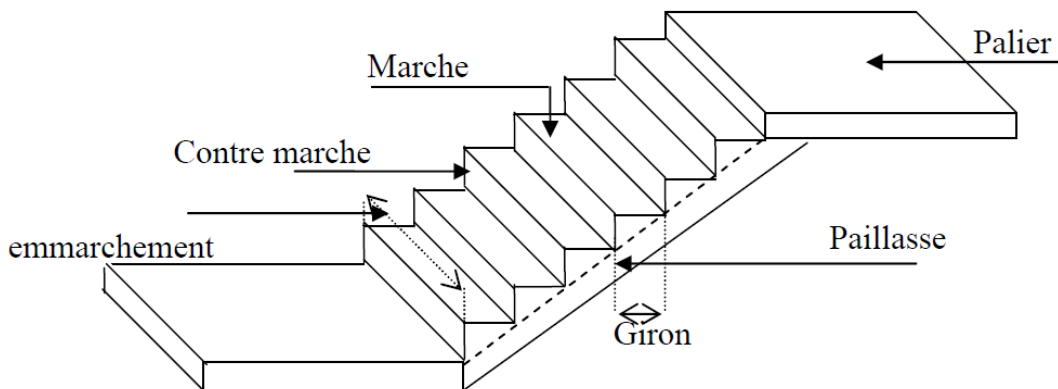


Figure II.3: schéma d'un escalier.

Giron (g) : la largeur de la marche.

Marche : la partie horizontale de la marche.

Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).

L'emmarchement : la longueur de la marche (l).

La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.

Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.

Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.

Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

Calcul du nombre de marches et de contres marches

Formule de Blondel

$$60 \leq 2h + g \leq 64$$
$$\begin{cases} 14 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

$g = 30 \text{ cm}$. A calculer d'après la relation de Blondel

$$60 \leq 2 \times 17 + g = 64 \leq 64 \dots$$

$$26 \leq g \leq 30 \quad \text{on prend } g = 30$$

$$\begin{cases} n_{c.m} = \frac{289}{17} = 17 - 1 = 16 \rightarrow 8 \text{ contre marches pour chaque volée.} \\ n_m = 16 - 1 = 15 \rightarrow 7 \text{ marches pour chaque volée.} \end{cases}$$

L'inclinaison de la pailleasse

$$\tan \alpha = \frac{289/2}{240} \rightarrow \alpha = 31.05^\circ$$

La longueur de la pailleasse

$$L_{inc} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{144.5}{\sin 31.05^\circ} = 280.16 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la pailleasse

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20}$$

$$\frac{280.16}{30} \leq e \leq \frac{280.16}{20}$$

$$9.22 \leq e \leq 14.08$$

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

II.7 Descente des charges :

D'après DTR B.C.2.2 on a

a) Plancher terrasse corps creux)

- 1- Couche de gravier (ep = 5cm)..... 0,85 KN /m²
 - 2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....0,12 KN /m²
 - 3- Forme de pente (ep = 7cm)..... 1,54 KN /m²
 - 4- Isolation thermique en liège (ep =5cm) 0,16 KN /m²
 - 5- Plancher corps creux (16 + 4 cm)..... 2,80 KN /m²
 - 6- Enduit de plâtre (ep = 2cm) 0,20 KN /m²
- G = 5,68 KN /m²**

b) Plancher étages courants (corps creux) :

- 1-Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0,40 KN /m²
- 2-Mortier de pose (ep = 3cm)..... 0,60 KN /m²
- 3-Couche de sable (ep = 3cm)..... 0,57 KN /m²
- 4-Plancher corps creux (16 +4 cm)..... 2,80 KN /m²
- 5-Enduit de plâtre (ep = 2cm)..... 0,20 KN /m²

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

6-Cloison intérieur1KN/m²
G =5,57KN/m²

c) Balcons et palier d'escalier :

- 1- Revêtement en carrelage (e= p 2cm)..... 0,40 KN /m²
- 2- Mortier de pose (ep = 3cm).....0,60 KN /m²
- 3-Couche de sable (ep = 3cm).....0,57 KN /m²
- 4-Dalle pleine en béton armé (ep =15cm)..... 3,75 KN /m²
- 5- Enduit de ciment (ep = 2cm).....0,20 KN /m²

G = 5,51 KN /m²

Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse..... 1,00 KN /m²
 Plancher étages courants 1,50 KN /m²
 Balcons..... 3,50 KN /m²
 Plancher du RDC..... 1,50 KN /m²
 Plancher de service Escalier 2,50 KN /m²

II.8 Pré dimensionnement des poteaux :

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S

Loi de dégression :

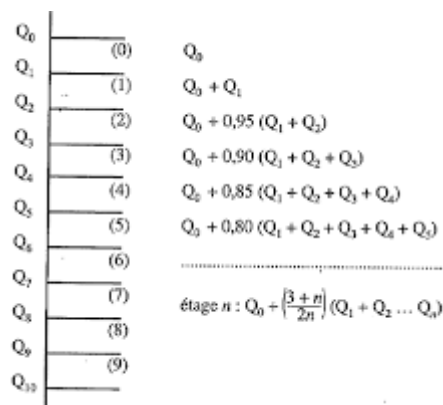


Figure II.4 : loi de dégression

Tableau II.1 : dégression des charges d'exploitation :

Niveau	Valeur de charge (KN/M ²)
Terrasse	Q ₀
Etage4	Q ₀ +1.9Q ₁
Etage3	Q ₀ +2.7Q ₁
Etage2	Q ₀ +3.4Q ₁
Etage1	Q ₀ +4Q ₁
Rez de chaussé	Q ₀ +4.5Q ₁
Entre sol	Q ₀ +5Q ₁

- On majore G de 10%
- On majore la surface reprise par les Poteaux centraux de 15% et celles qui sont reprises par les poteaux de rive de 10%

Dans le pré dimensionnement à l'ELU on a :

$$Br \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85f_{ed}}{100}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2 \\ K = 1 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$F_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$B_r = 0.64 N_u (\text{cm}).$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

$$a = \sqrt{Br} + 2$$

Poteau circulaire

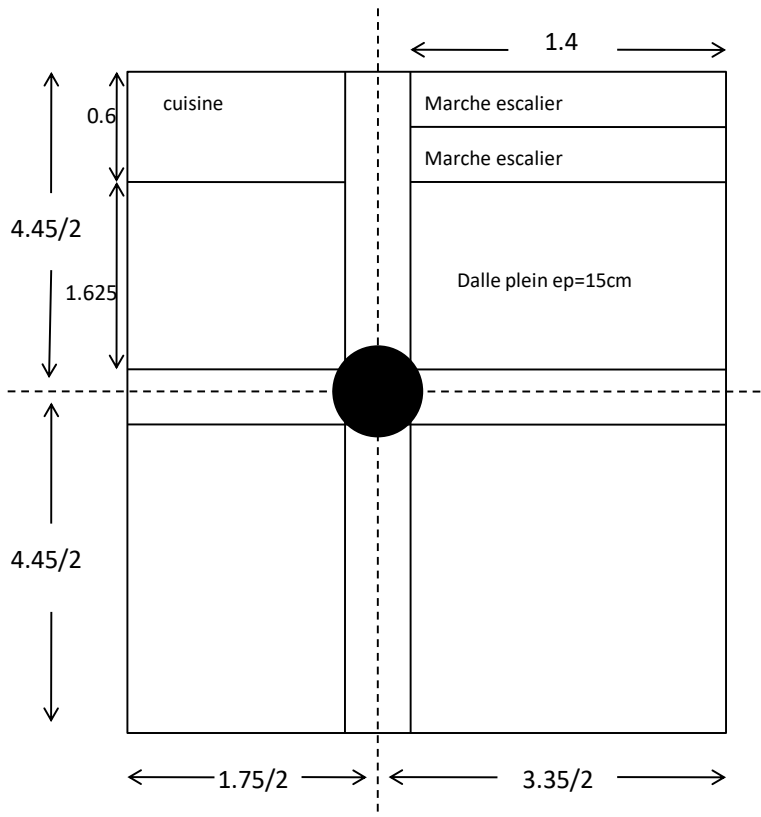


Figure II.5 : Surfaces reprises par le poteau circulaire le plus sollicité

$$N_u = 1.35 \times (1.1N_G) \times 1.15 + 1.5N_Q$$

Calcul de l'effort repris par le poteau de 5^{ème} étage

$$N_{G \text{ plancher}} = (4.45/2 \times 1.75/2 + 4.45/2 \times 1.75/2 + 4.45/2 \times 3.35/2 + 4.45/2 \times 3.35/2) \times 5.68 = (3.89 + 3.72 + 3.72) \times 5.68 = 64.38 \text{ kn}$$

$$N_{G \text{ poutre}} = [(1.75/2 + 3.35/2) \times 0.3 \times 0.3 + (4.45/2 + 4.45/2) \times 0.3 \times 0.35] \times 25 = 0.697 \times 25 = 17.43 \text{ kn}$$

$$N_{G \text{ poteau}} = 0$$

$$Q = [(4.45/2 + 4.45/2) \times (1.75/2 + 3.35/2)] \times 1 = 11.34 \text{ kn}$$

$$N_u = 1.35(1.1 \times 81.81) + 1.5 \times 11.34 = 138.5 \text{ kn}$$

$$N_u' = 1.15 N_u = 159.27 \text{ kn}$$

$$B_r = 0.64 \times 159.27 = 101.93 \text{ kn}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$B_r = \pi(d-2)^2/4$$

$$d = 2 + \sqrt{4B_r / \pi} = 13.4 \text{ cm}$$

Donc on adopte un diamètre de $D=35 \text{ cm}$

Calcul d'effort repris par le poteau de 4^{ème} étage

$$\begin{aligned} NG_{\text{plancher}} &= 64.38 + (4.45/2 \times 1.75/2 + 4.45/2 \times 1.75/2 + 4.45/2 \times 3.35/2) \times 5.57 \\ &+ 1.59 \times 1.6 \times 5.51 \\ &+ (0.69 \times 0.15 + 0.3 \times 0.17/2 \times 2) \times 1.4 \times 25 + 1.76 \times 0.6 \times 1.4 = 68.38 + 42.44 + 14.01 + 5.4 = \\ &64.38 + 63.32 = 127.7 \text{ kn} \end{aligned}$$

$$NG_{\text{poutre}} = 2 \times [(1.75/2 + 3.35/2) \times 0.3 \times 0.35 + (4.45/2 + 4.45/2) \times 0.3 \times 0.3] \times 25 = 2 \times 0.697 \times 25 = 34.85 \text{ kn}$$

$$NG_{\text{poteau}} = S_{\text{poteau}} \times h_{\text{étage}} \times 25 \text{ kn/m}^3$$

$$NG_{\text{poteau}} = (3.14 \times D^2/4) \times 2.89 \times 25 = 6.94 \text{ kn}$$

$$NQ = 11.34 + NQ_{\text{étage courant}} + NQ_{\text{cage d'escalier}}$$

$$\begin{aligned} NQ &= 11.34 + [(4.45/2 \times 3.35/2)] \times 2.5 + (1.75/2 \times 0.6) \times 1.5 + (1.625 \times 1.75/2) \times 2.5 \\ &+ (3.35/2 \times 4.25/2 + 1.75/2 \times 4.45/2) \times 2.5 = 27.84 \text{ kn} + 11.34 \text{ kn} \end{aligned}$$

Tableau II.2: Sections des poteaux circulaire

Niveau	Charges permanentes kn					Charges d'exploitation kn		Efforts normaux		Diamètre
	plancher	Poutre	Poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	Nu	Nu'	Cm
Terrasse	64.38	17.43	0	81.43	81.43	11.34	11.34	138.07	158.78	35
4 ^{ème} étage	60.65	17.43	6.94	85.02	166.45	17.3	28.73	290.27	333.81	35
3 ^{ème} étage	63.32	17.43	6.94	87.58	256.86	27.84	62.23	474.78	546	35
2 ^{ème} étage	63.32	17.43	6.94	87.58	344.71	27.84	86.5	641.64	737.9	35
1 ^{ème} étage	63.32	17.43	6.94	87.58	432.56	27.84	106	801.35	921.55	35
RDC	63.32	17.43	6.94	87.58	520.41	27.84	122.7	956.85	1100.39	35
Entre sol	63.32	17.43	6.94	87.58	608.26	27.84	136.62	1108.19	1274.42	35

Poteau central le plus sollicité (plancher terrasse)

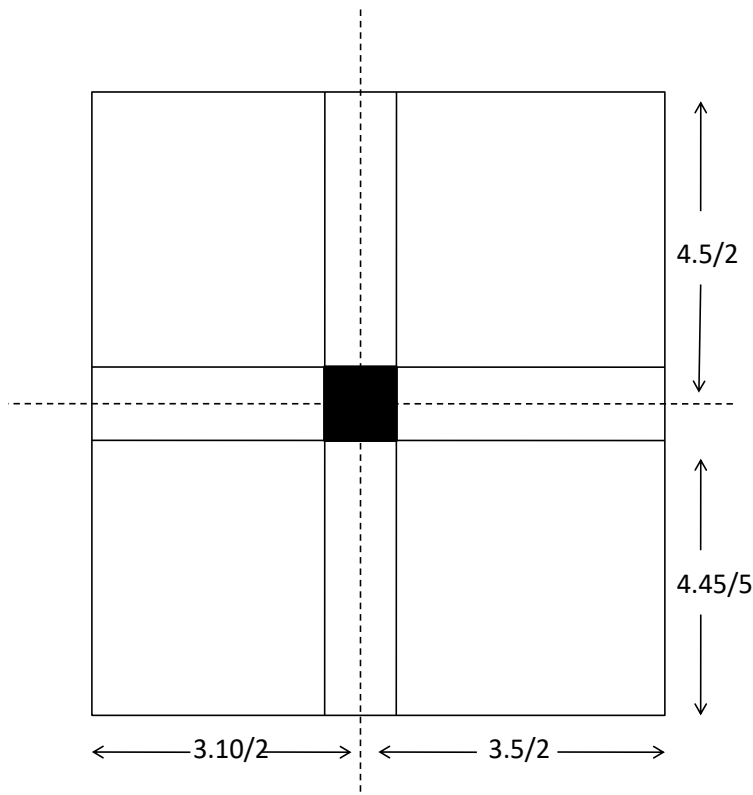


Figure II.6 : Surfaces reprises par le poteau central le plus sollicité

$$Nu = 1.35 \times (1.1NG) + 1.5NQ$$

$$Nu' = 1.15Nu$$

$$NG_{\text{plancher}} = (4.5/2 \times 3.1/2 + 4.5/2 \times 3.5/2 + 4.45/2 \times 3.1/2 + 4.45/2 \times 3.5/2) \times 5.68 = 5.68 \times 14.7675 = 83.88 \text{kn}$$

$$NG_{\text{poutre}} = [(3.1/2 + 3.5/2) \times 0.3 \times 0.3 + (4.45/2 + 4.5/2) \times 0.35 \times 0.3] \times 25 = 0.77 \times 25 = 19.17 \text{kn}$$

$$NG_{\text{poteau}} = 0$$

$$Q = 14.77 \times 1 = 14.77 \text{kn}$$

$$Nu = 1.35(1.1 \times 103.05) + 1.5 \times 14.77 = 175.18 \text{kn}$$

$$Nu' = 175.18 \times 1.15 = 201.46 \text{kn}$$

$$B_r = 0.64 \times 201.46 = 128.94$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$a = \sqrt{128.93} + 2$$

$$a = 13.35 \text{ cm}$$

selon RPA99(2003) on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, a)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, a)} \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{array} \right.$$

On adopte une section de 30cmx30cm

Tableau II.3 : Sections des poteaux centraux.

Niveau	Charges permanentes kn					Charges d'exploitation kn		Efforts normaux		section
	plancher	poutre	poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	Nu	Nu'	Cm ²
Terrasse	83.88	19.17	0	103.05	103.05	14.77	14.77	175.18	201.46	30x30
4 ^{eme} étage	82.26	19.17	6.5	107.93	210.98	22.15	36.92	368.69	423.98	30x30
3 ^{eme} étage	82.26	19.17	6.5	107.93	318.91	22.15	56.84	558.84	642.66	30x30
2 ^{eme} étage	82.26	19.17	6.5	107.93	426.84	22.15	72.92	743.24	854.72	30x30
1 ^{eme} étage	82.26	19.17	6.5	107.93	534.77	22.15	90.1	929.28	1068.67	30x30
RDC	82.26	19.17	6.5	107.93	642.7	22.15	103.39	1109.5	1275.92	35x35
Entre sol	82.26	19.17	8.85	111.9	754.46	22.15	114.46	1292.07	1485.87	35x35

Poteau de rive le plus sollicité

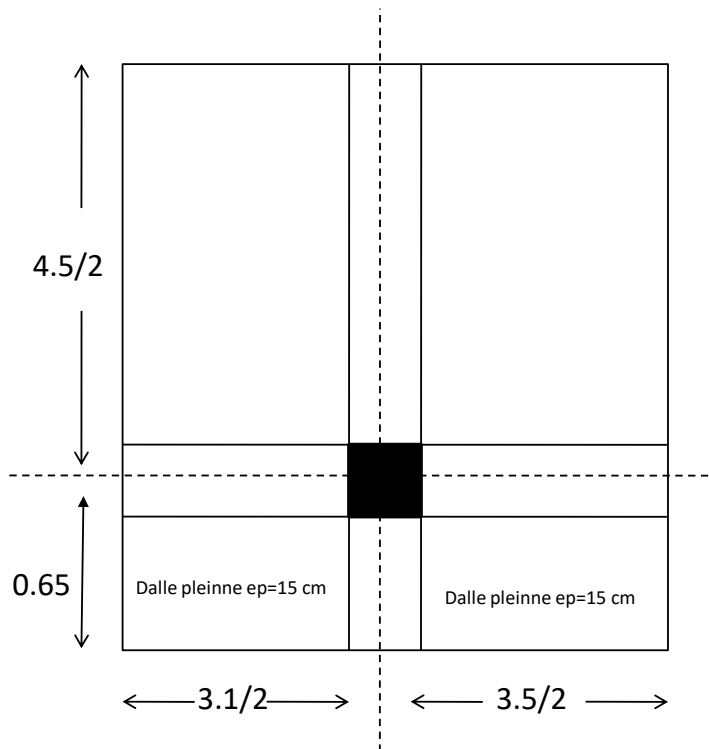


Figure II.7 : Surfaces reprises par le poteau de rive le plus sollicité

Calcul de charge de terrasse

$$G_{\text{plancher}} = [4.45/2 \times 3.1/2 + 4.45/2 \times 3.5/2 + 0.65 \times (3.1/2 + 3.5/2)] \times 5.68 = (7.34 + 2.15) \times 5.68 = 53.9 \text{ kn}$$

$$G_{\text{poutres}} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4.5 + 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.1/2 + 3.5/2) = 19.23 \text{ kn}$$

$$G_{\text{closant ext}} = 2.32 \times 0.2 \times 1 = 1.22 \text{ kn/m}^2$$

On majore B_r 20% pour tenir compte l'action sismique

Niveau	Charges permanentes kn					Charges d'exploitation kn		Efforts normaux		section
	plancher	Poutre	poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	Nu	Nu'	Cm ²
Terrasse	53.9	19.23	0	73.13	73.13	11.43	11.43	125.74	138.31	30x30
4 ^{ème} étage	52.73	19.23	6.5	78.46	151.6	16.39	27.81	266.84	293.52	30x30
3 ^{ème} étage	52.73	19.23	6.5	78.46	230.06	16.39	42.57	405.5	446.04	30x30
2 ^{ème} étage	52.73	19.23	6.5	78.46	308.52	16.39	55.68	541.67	595.84	30x30
1 ^{ème} étage	52.73	19.23	6.5	78.46	386.98	16.39	67.15	675.39	742.93	30x30
RDC	52.73	19.23	6.5	78.46	465.4	16.39	76.99	806.60	887.26	30x30
Entre sol	52.73	19.23	6.5	78.46	543.9	16.39	85.19	935.48	1029.02	35x35

Tableau II.4 : section de poteau de rive les plus sollicité

II.9 Vérification au flambement

On vérifie le flambement du poteau moins élancé sachant que la hauteur de chaque niveau égale a 2.89m

II.9.1 Poteau central de la terrasse (30 cm x30 cm)

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

Calcul de rayon de giration:

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}^2$$

calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = l_0 \times 0.7$$

$$l_0 = 2.89$$

$$l_f = 2.023 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{203.2}{8.66} = 23.46$$

Avec condition de $\lambda \leq 35$

Donc la condition est vérifiée

II.9.2 Vérification du flambement de poteau circulaire

$$I = \pi D^4 / 64 = 3.14 \times 35^4 / 64$$

$$I = 73624.41 \text{ cm}^4$$

Calcul de rayon de giration:

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{73624.41}{3.14 \times 17.5^2}} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = l_0 \times 0.7$$

$$l_0 = 2.89$$

$$l_f = 2.023 \text{ m}$$

Avec condition de $\lambda \leq 35$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{203.2}{8.75} = 23.22 \leq 35 \text{ condition vérifiée}$$

Chapitre III :
calcul des éléments
secondaires

III.1 Calcul des balcons :

Dans notre cas les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée comme une console ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

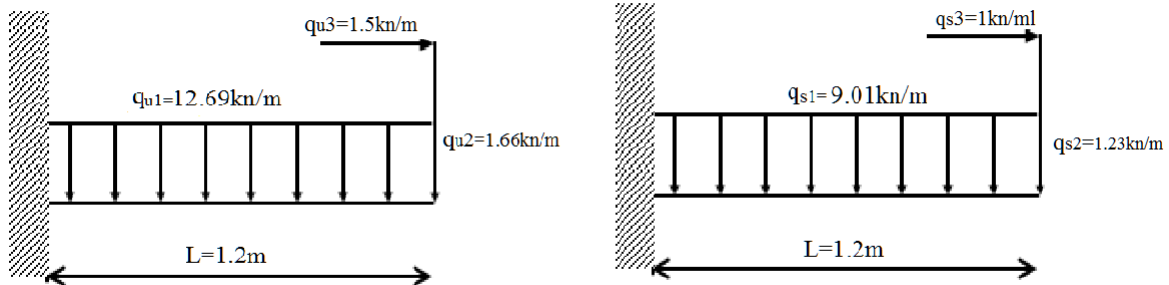


Figure III.1 : Schéma statique du balcon et cas de chargement à l'ELU et à l'ELS.

A l'ELU :

Le Calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1m linéaire.

III.1.1 Les charges :

- Surcharge sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charges permanentes : $G = 6,6 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge dus à la main courante : $Q1 = 1 \text{ KN/m}$
- Charges de garde de corps : $G1 = 1,23 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m linaire avec un garde de corps d'hauteur de $h=1\text{m}$

Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 12.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35G1 = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u3} = 1.5Q1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_{s1} = G + Q = 9.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G1 = 1.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s3} = Q1 = 1 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants

- **ELU**

$$M_u = \left(\frac{q_{u1} \times l^2}{2}\right) + (l \times q_{u2}) + (h \times q_{u3}) = 12.63 \text{ KN.m}$$

$$V_U = (l \times q_{u1}) + q_{u2} = 16.89 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M_s = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2}\right) + (l \times q_{s2}) + (h \times q_{s3}) = 8.96 \text{ KN.m}$$

$$V_s = (l \times q_{s1}) + q_{s2} = 12.04 \text{ KN}$$

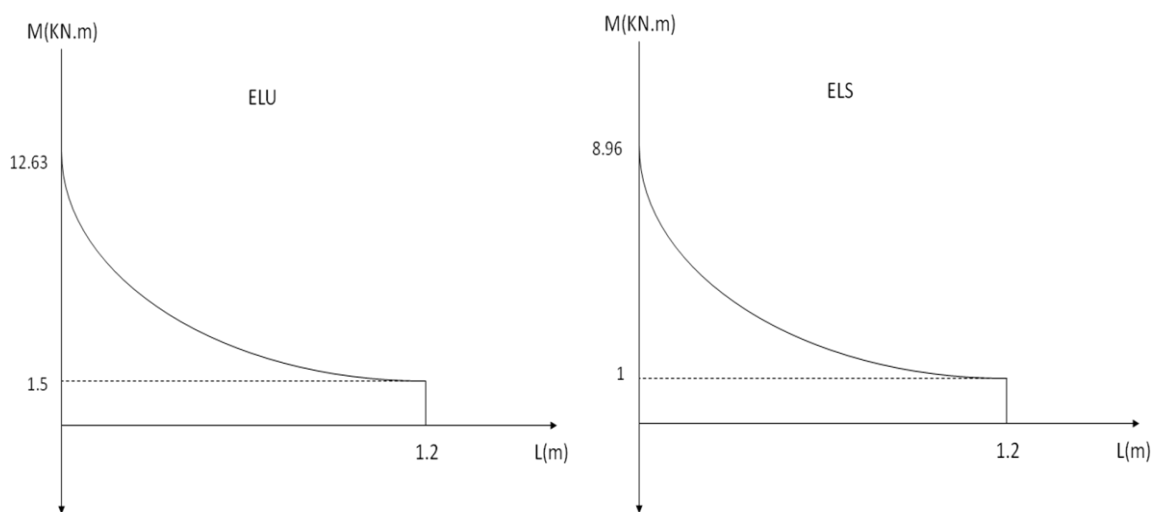


Figure III.2 : diagramme des moments de balcon (ELU ; ELS).

III.1.2 Ferrailage à L'ELU :

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

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

$$d = 0,9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.88 \times 1000}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.88}{9.01} = 1.43$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.43) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.31$$

$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_{lu} = 0,31$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275$: méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \times 0,05) = 13,1 \text{ cm.}$$

Calcul de la section d'acier :

$$A_c = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{12,88}{13,1 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On choisie un ferrailage de 5HA10 = 3,93 cm² avec st=20cm

Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A_c}{4} = \frac{3,90}{4} = 0,975 \text{ cm}^2$$

On choisie un ferrailage de 5HA10 = 3,93 cm² avec st=20cm

III.1.3 Vérification à l'ELU :

Condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2$$

condition vérifié

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

Vérification des espacements des barres

Armatures longitudinal :

$$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

III.1.3 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{U \max} = 18,35 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,136$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} (\gamma_b=1,5)$$

$$\tau_u = 0.15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

III.1.4 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP.}$$

$\sigma_{bc} = K \times y$: Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_s}{I}, \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]. \\ \frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \end{cases}$$

I : Moment d'inertie.

y : Position de l'axe neutre.

$$\frac{100y^2}{2} + 15(3.93 \times 2)y - 15(2 \times 3.93 \times 13.5) = 0$$

$$y = 4.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 4.19^3 + 15(2 \times 3.93(13.5 - 4.19)^2)$$

$$I = 12671.11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{912 \text{ kn.cm}}{12671.11 \text{ cm}^4} = 0.0719 \text{ kn/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.0719 \times 4.19 = 0.301 \text{ kn/cm}^2 = 3.01 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

Vérification des contraintes dans les aciers

On doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9.12 \times 10^2}{12671.11} (13.5 - 4.19)$$

$$\sigma_s = 100.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

III.1.5 Vérification de la flèche :

On vérifie que :

$$\frac{h}{l} \geq 1/16 \quad \text{et} \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625 \quad \text{et} \quad \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.00291 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

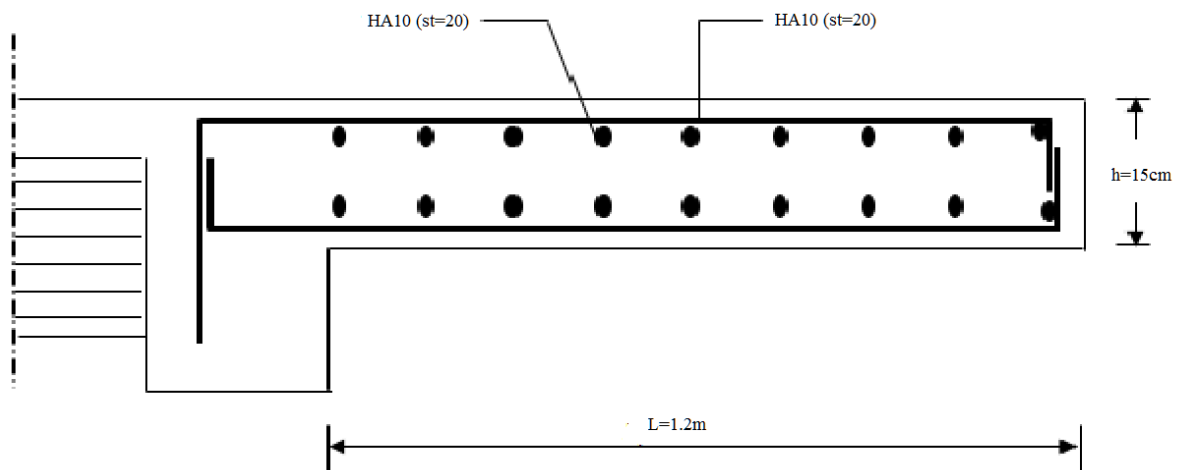


Figure III.3 : Schéma de ferrillage de balcon.

III.2 L'escalier :

III.2.1 Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

III.2.2 Sollicitation de calcul :

La paillasse

$$G = 9.91 \text{ KN/m}^2$$

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

Le palier :

$$G = 5,51 \text{ KN/m}^2$$

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

III.2.3 Combinaisons de charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur

A l'ELU :

$$q_{u \text{ pallier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 2.5 = 11.19 \text{ kn/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.91 + 1.5 \times 2.5 = 17.12 \text{ kn/ml}$$

A l'ELS :

$$q_{u \text{ pallier}} = G + Q = 5.51 + 2.5 = 8.01 \text{ kn/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = G + Q = 9.91 + 2.5 = 12.41 \text{ kn/ml}$$

III.2.4 Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fait en considérant que les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.

- L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis.
- Les articulations sont encastrees de deux cotés

Schéma statique de calcul :

A l'ELU :

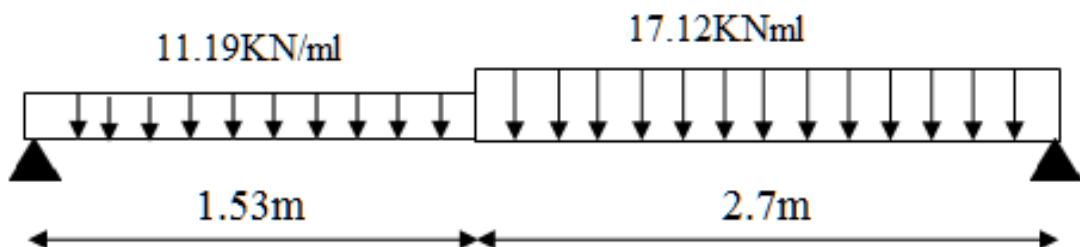


Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

A l'ELS :

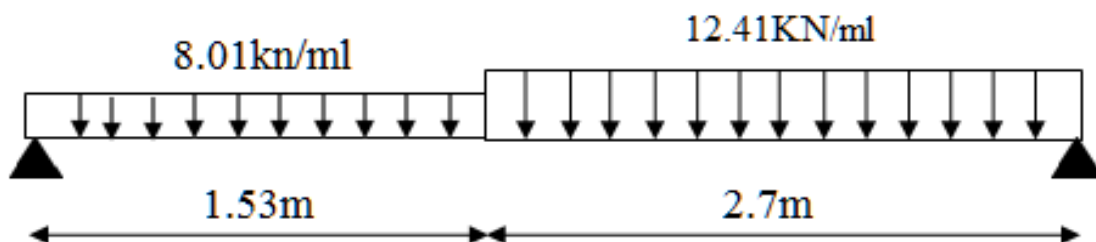


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

Calcul a l'ELU :

Calcul des réactions d'appuis :

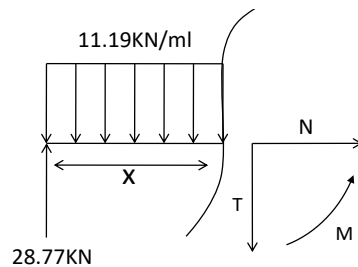
$$R_A + R_B = 63.34 \text{ KN}$$

$$R_A = 28.77 \text{ KN}$$

$$R_B = 34.56 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

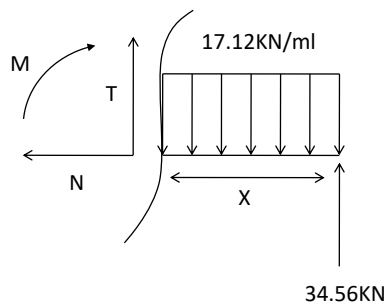
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.53$



$$T_y = -11.19x + 28.77 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = 28.77 \text{ kn pour } x=0 \\ T_y = 11.64 \text{ kn pour } x=1.53\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -11.19 \frac{x^2}{2} + 28.77x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ kn.m pour } x=0 \\ M_z = 30.92 \text{ kn.m pour } x=1.53 \text{ m} \end{array} \right.$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7$



$$T_y = 17.12x - 34.56 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -34.56 \text{ kn pour } x=0 \\ T_y = 11.66 \text{ kn pour } x=2.7\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -17.12 \frac{x^2}{2} + 34.56x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ kn.m} \quad \text{pour } x=0 \\ M_z = 30.92 \text{ kn.m} \quad \text{pour } x=2.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad -17.12x + 34.56 = 0$$

$$x = 2.01 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.01 \text{ m}$

$$M_{zmax} = 34.88 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_{zmax} = -10.46 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_{zmax} = 29.64 \text{ KN.m}$

Calcul a l'ELS

Calcul des réactions d'appuis :

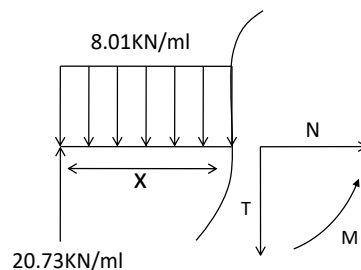
$$R_A + R_B = 45.76 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.73 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.02 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

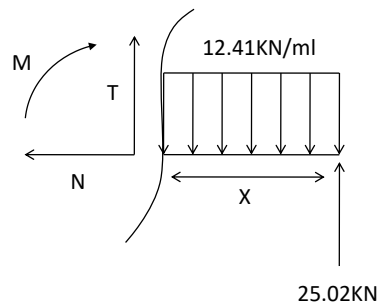
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.53$



$$T_y = -8.01x + 20.73 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = 20.73 \text{ kn} \quad \text{pour } x=0 \\ T_y = 8.47 \text{ kn} \quad \text{pour } x=1.53 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -8.01 \frac{x^2}{2} + 20.73x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ kn.m pour } x=0 \\ M_z = 22.35 \text{ kn.m pour } x=1.53 \text{ m} \end{array} \right.$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7$



$$T_y = 12.41x - 25.02 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -25.02 \text{ kn pour } x=0 \\ T_y = 8.49 \text{ kn pour } x=2.7\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -12.41 \frac{x^2}{2} + 25.02x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ kn.m pour } x=0 \\ M_z = 22.35 \text{ kn.m pour } x=2.7\text{m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad -12.41x + 25.02 = 0$$

$$x = 2.01 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.01 \text{ m}$

$$M_{zmax} = 25.24 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend

- Aux appuis : $M_a = -0.3 M_{zmax} = -7.57 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_t = 0.85 M_{zmax} = 21.45 \text{ KN.m}$

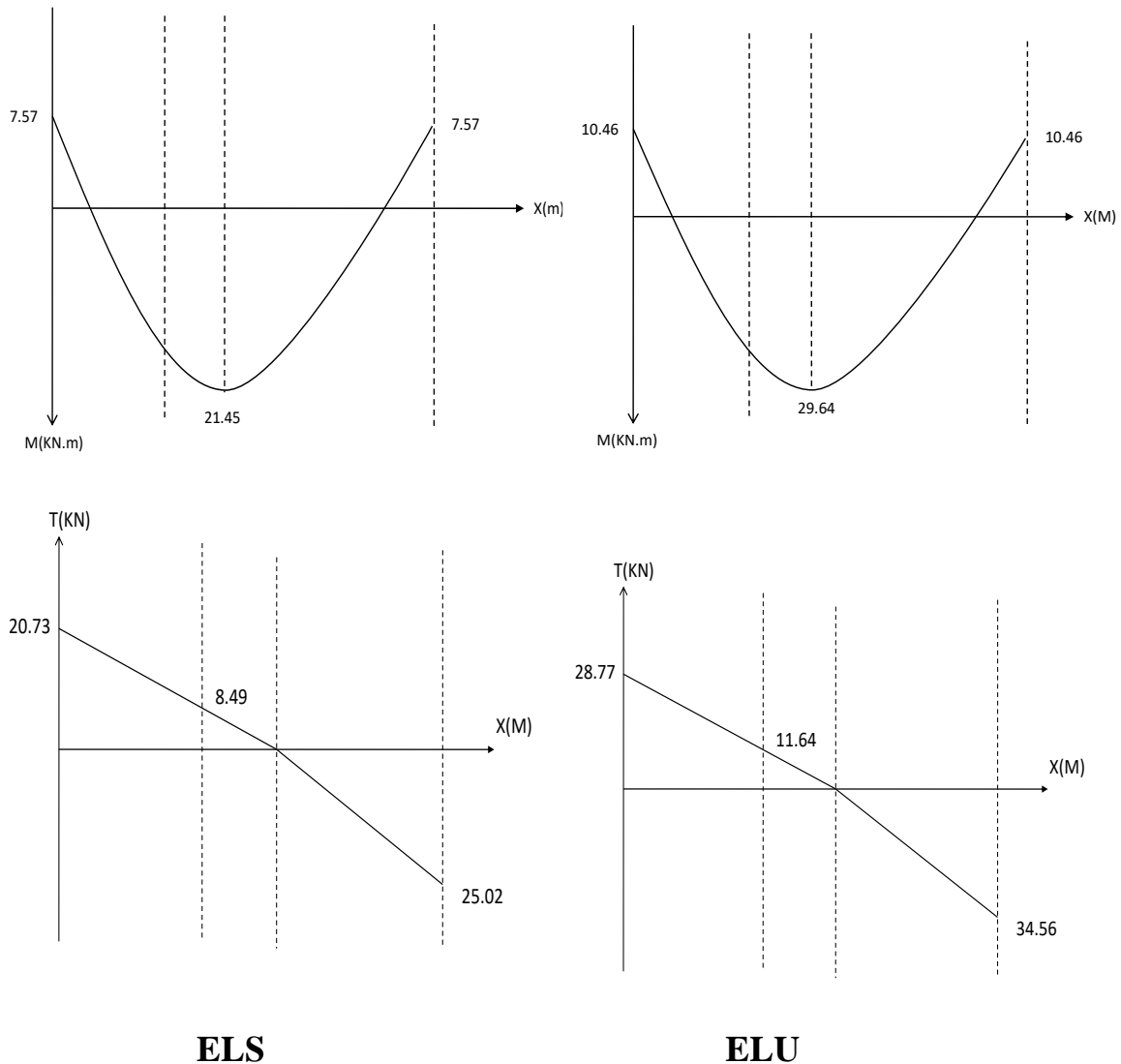


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant d'escalier (l'ELU, l'ELS).

III.2.5 Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

En travée : $M_{tr} = 29.64 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.115 \quad \text{avec } d = 0.9h$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{29.64}{22.35} = 1.33$$

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

$$\mu_{lu} = [3440 (1.33) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.275$$

$\mu_{bu} = 0,115 < \mu_{lu} = 0,275$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275$: méthode simplifié

calcul de section d'armatures longitudinales

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.115) = 12.56 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{sd}} = \frac{29.64 \times 10^{-3}}{0.1256 \times 348} = 6.78 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 5HA14=7.70 cm² avec st=20cm

En appui : $M_a = 10.46 \text{ kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.04 \quad \text{avec } d = 0.9h$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{10.46}{7.57} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.29$$

$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_{lu} = 0,29$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275$: méthode simplifié

calcul de section d'armatures longitudinales

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.04) = 13.17$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{sd}} = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{0.1317 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 5HA10=3.93 cm² avec st=20cm

armatures de répartition :

$$\text{en travée } A_r = \frac{A_t}{4} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{en appui } A_r = \frac{A_t}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 5HA10=3.93 cm² avec st=20cm

III.2.6 Vérifications à L'ELU

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En travée $A_u = 7.70 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

Aux appuis $A_u = 3.93 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

2) Répartition des barres

a) Armatures longitudinales

$$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$St = 20 [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures de répartition

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$St = 20 [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification d'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{34.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$0.256 < 3.33 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.56 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.1884} = 1.51 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7 Vérification à L'ELS :

Contrainte de compression dans le béton : (A 4.5.2 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = KY \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s)y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0 \\ I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \\ k = \frac{M_{ser}}{I} \end{array} \right.$$

Avec $n = 15$ et $A' = 0$

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

Tableau III.1 : Vérification de la contrainte dans le béton.

	M (KN.m)	A_s	Y (cm)	I (cm ⁴)	K(N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)
Travée	21.45	7.70	5.91	20188.3	0.106	6.27
Appuis	7.57	3.93	4.58	12583.28	0.06	2.76

Contrainte de compression dans le béton vérifié

Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Avec: $\eta = 15$; $d=13.5$

Tableau III.2 : Vérification de la contrainte dans l'acier.

	M (KN.m)	A_s	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)
Travée	21.45	7.70	5.91	20188.3	120.96
Appuis	7.57	3.93	4.58	12583.28	71.69

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ Conditions vérifiés

III.2.8 Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{423} = 0.035 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$3) \frac{h}{L} = 0.035 \leq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{21.45}{75.7} = 0.28$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées alors il est nécessaire de calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_i.I_{ft}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.846 \text{ cm.}$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3}$$

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

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + \eta \times A_s = 100 \times 15 + 15 \times 7.7$$

$$B_0 = 1615.5 \text{ cm}^4$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + \eta \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 13.5$$

$$S_{/xx} = 12807.25 \text{ cm}^4$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12807.25}{1615.5} = 7.92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.92 = 7.07 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène I_0

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.92^3 + 7.07^3) + 15 \times 7.7 (7.07 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 30751.74 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \times 100 : \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{7.7}{100 \times 13.5} \times 100 = 0.57$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.57 (2+3)} = 0.0147$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.57 \times 240 + 2.1} = 0.993$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudié.

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

$$I_{fv} = 33340\text{cm}^4$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f_v = 0.66\text{ cm}$$

$$f_v = 0.66\text{ cm} < \bar{f}_v = \frac{L}{500} = 0.84\text{ cm}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc on garde le même ferrailage.

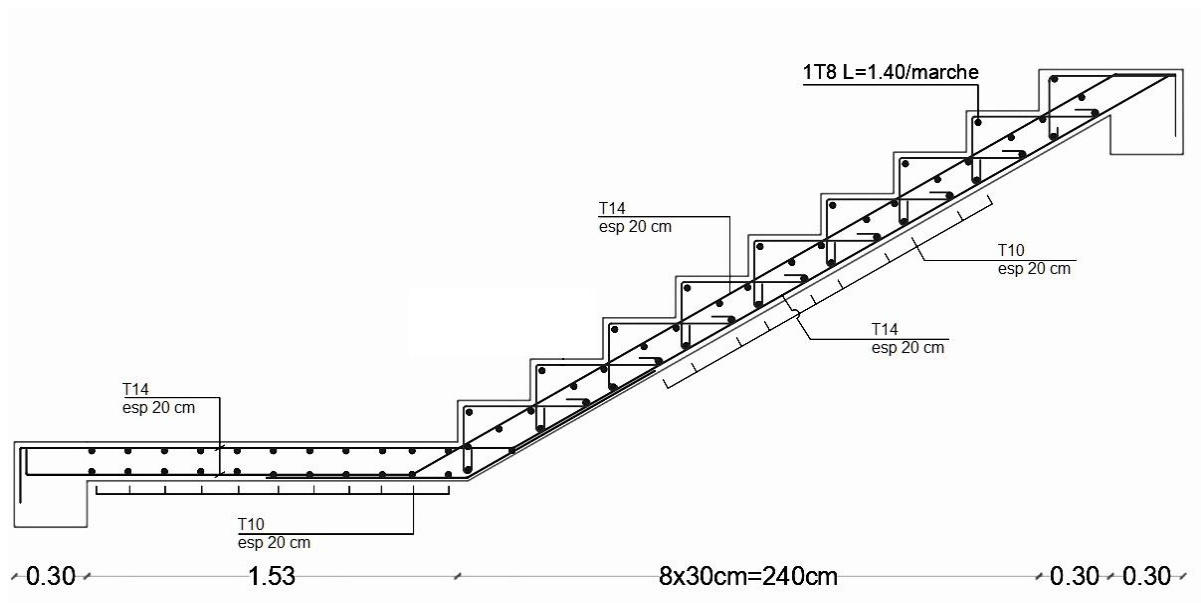


Figure III.7 schéma de ferrailage d'escalier

III.3 Etude de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment) et elle est aussi sollicitée par un couple de torsion.

Dimensionnement :

On a : $L_{\max} = 3.35 \text{ m} = 335 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22.33 \leq h \leq 33.5 \quad h=30\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 12 \leq b \leq 24.5$$

On prend. : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

III.3.1 Sollicitations de la poutre palière :

✓ Les charges sur la poutre :

$$g_{\text{poutre}} = (b \times h) \times 25 = (0.3 \times 0.3) \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_{\text{mur}} = 2.2 \times (2.89 - 0.3)/2 = 2.85 \text{ KN/m}$$

$$R_{\text{ELU}} = 34.36 \text{ kn/m}$$

$$R_{\text{ELS}} = 25.02 \text{ kn/m}$$

$$Q_{\text{poutre}} = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ kn/m}$$

III.3.2 Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 34.36 + 1.35(2.25 + 2.85) + 1.5 \times 0.75 = 42.37 \text{ kn/m}$$

$$q_s = G + Q = 25.02 + (2.25 + 2.85) + 0.75 = 32.18 \text{ kn/m}$$

$$\begin{cases} M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{42.37 \times (3.35)^2}{8} = 59.43 \text{ KN.m} \\ M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{32.18 \times (3.35)^2}{8} = 45.12 \text{ KN.m} \\ T_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{42.37 \times 3.35}{2} = 70.96 \text{ KN} \end{cases}$$

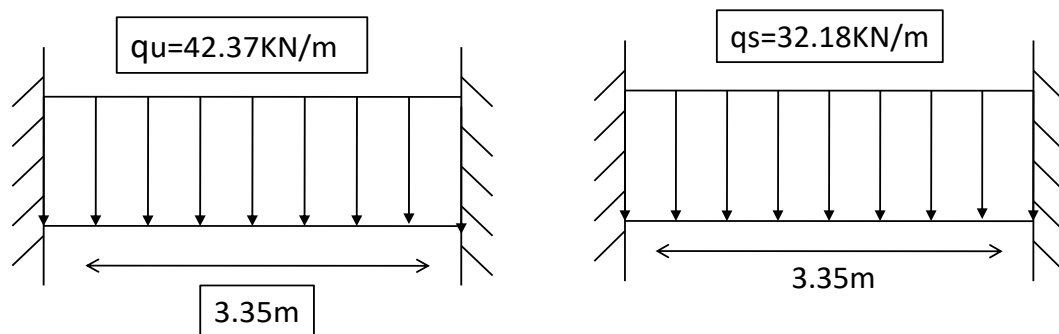


Figure III.8 : schéma statique de la poutre palière

0Moments à l'ELU

appuis : $M_{ua} = -0.3 M_{zmax} = -17.83 \text{ KN.m}$

travé: $M_{ut} = 0.85 M_{zmax} = 50.51 \text{ KN.m}$

Moments à l'ELS

appuis : $M_{sa} = -0.3 M_{zmax} = -13.54 \text{ KN.m}$

travé: $M_{st} = 0.85 M_{zmax} = 38.35 \text{ KN.m}$

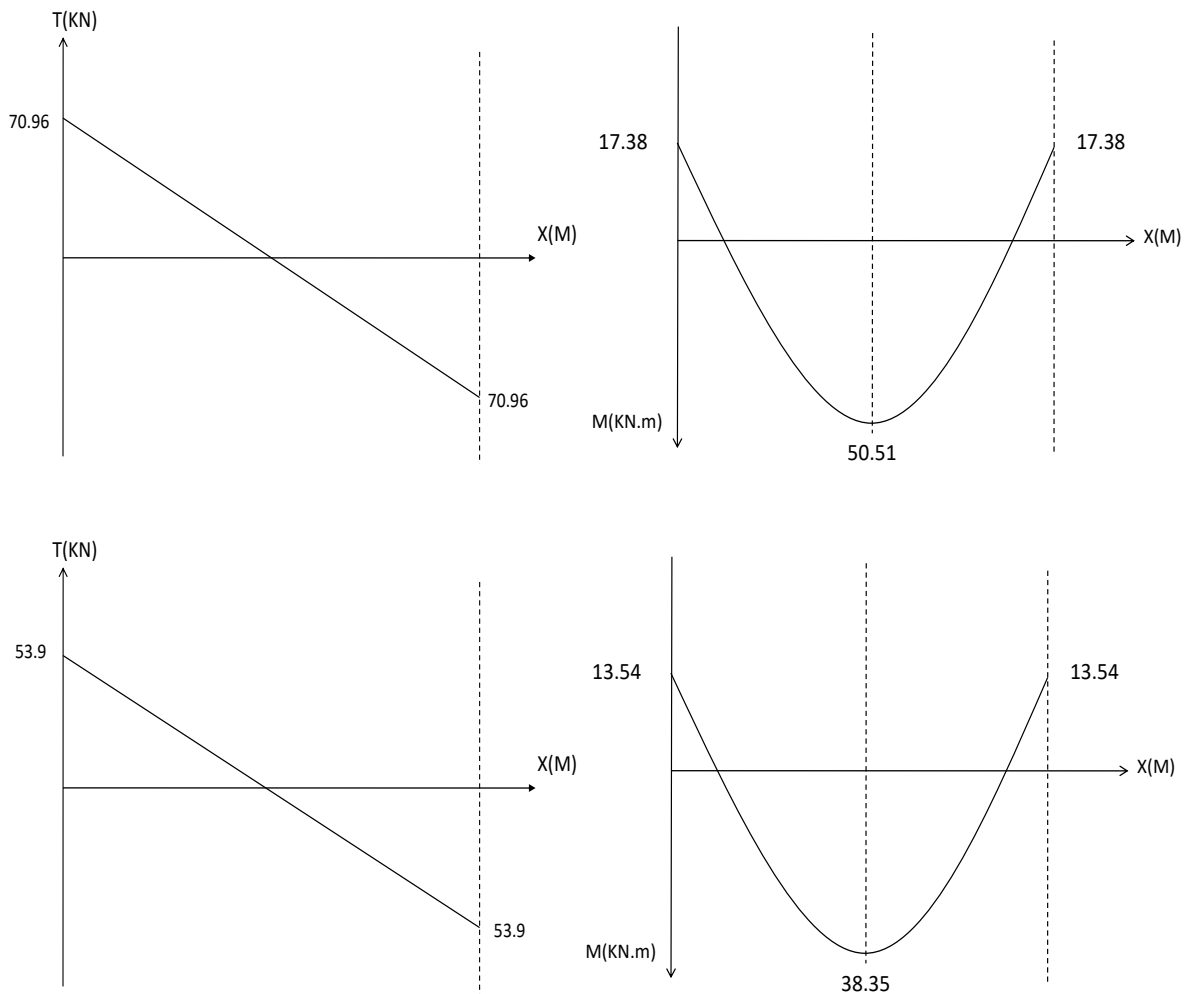


Figure III.9 : diagramme d'effort tranchant et de moment de poutre palière a L'ELU et L'ELS

III.3.3 Ferrailage

Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

En travée : $M_{ut} = 50.51 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{50.51 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.166 \quad \text{avec } d=0.9h$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{50.51}{38.35} = 1.32$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.32) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.271$$

$\mu_{bu} = 0,166 < \mu_{lu} = 0,271$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,271$: méthode simplifié

calcul de section d'armatures longitudinales

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 27(1 - 0.6 \times 0.166) = 24.31$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z_b f_{sd}} = \frac{50.51 \times 10^{-3}}{0.2431 \times 348} = 5.97 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 3HA16=6.03 cm² avec st=12.5cm

on adopte HA12 comme armature de montage

En appui : $M_a = 17.83 \text{ kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.057 \quad \text{avec } d=0.9h$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{17.83}{13.54} = 1.32$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.32) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.271$$

$\mu_{bu} = 0,057 < \mu_{lu} = 0,29$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,271$: méthode simplifié

calcul de section d'armatures longitudinales

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 27(1 - 0.6 \times 0.057) = 26.07$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z_b f_{sd}} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{0.2607 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{\min}(\text{RPA art 7.5.2}) = 0.5\% B = 4.5 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 3HA14=4.62 cm² avec st=12.5cm

on adopte HA12 comme armature de montage

Armatures transversales :

en travée $\Phi t < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi l_{\min} \right) = \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 16 \right)$

$$\Phi t \leq 0.86 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de 4HA8=2.01 cm²

Espacement des armatures transversales (cadres et étriers) :

l'article (7,5,2,2de RPA99/version2003), les armatures doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{zone courante } St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi l \right) = 7.5 \text{ cm}$$

on adopte les espacements suivants :

$$\text{zone courante : } st = 15 \text{ cm}$$

$$\text{zone nodale : } st = 7.5 \text{ cm}$$

III.3.4 Vérifications à L'ELU

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

En travée $A_u = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

Aux appuis $A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas le plus défavorable :

$V_{u \max} = 70.96 \text{ KN}$ Donc il faut vérifiée que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_c 28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times b \times d} = \frac{70.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.3 \times 0.27} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il y a aucun risque de cisaillement.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27 \times 0.13188} = 2.21 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa. Condition vérifié}$$

III.3.5 Vérification à L'ELS :

Contrainte de compression dans le béton : (A 4.5.2 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = KY \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} b \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s)y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0 \\ I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \\ k = \frac{M_{ser}}{I} \end{cases}$$

Avec $n = 15$ et $A' = 0$

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte dans le béton .

	M (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K(N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)
Travée	38.53	6.03	10.09	36136.44	0.107	10.8
Appuis	13.54	4.62	9.09	29740.12	0.0455	4.13

Condition vérifié

Vérification de la flèche :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 30/335 = 0.089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 30/335 = 0.089 > (1 \times 38.53) / (10 \times 45.12) = 0,085 \Rightarrow \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{6.03}{30 \times 27} = 0,007.44 < \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

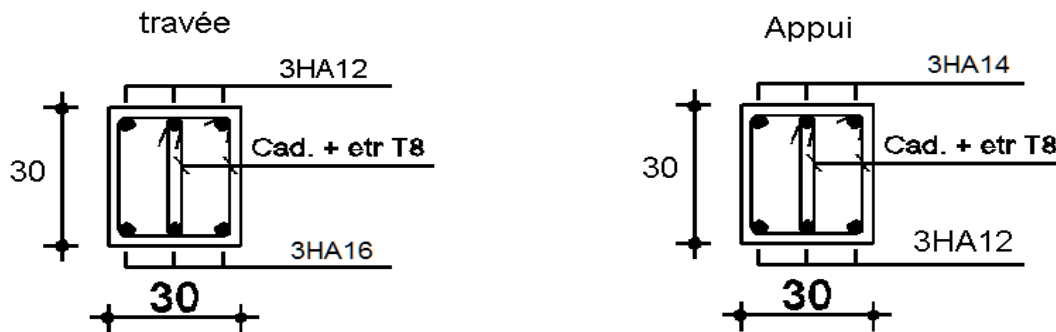


Figure III.10 : schéma ferrailage de la poutre palière

III.4 Etude des planchers :

III.4.1 Dalle de compression :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Dans notre cas, les planchers sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier, la dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher avec une épaisseur de 4cm.

Cette dalle est ferrillée d'un quadrillage d'armatures constitué d'une nappe de treillis

soudés (TLE 520) dont les dimensions ne doivent excéder :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- En pratique on considère un

maillage de 20cm. Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm² sur 1 mètre de nervures)

L : écartement entre axe des nervures

Si $L \leq 50\text{cm}$ $A > \frac{200}{f_e}$

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

$$\text{Si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \quad A > \frac{4L}{f_e}$$

On a $L= 65\text{cm}$

Les armatures parallèles aux nervures, ainsi que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $A/2$

Les armatures perpendiculaires aux nervures égales :

$$A = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{per}} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St=20 \text{ cm}$

Les armatures parallèles aux nervures égales :

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\text{per}}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{par}} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St=20 \text{ cm}$

Donc nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de(TLE520) de dimensions (200x200) mm².

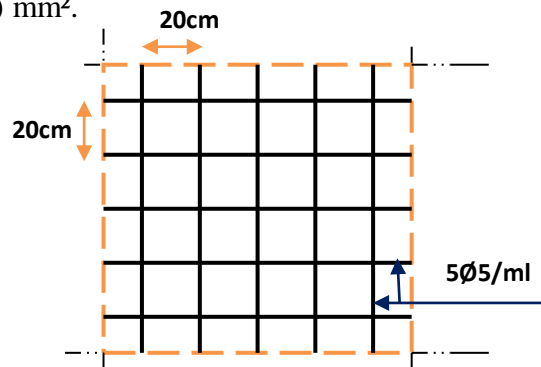


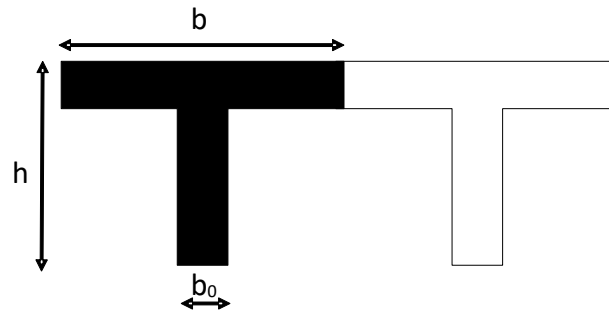
Figure III.11 : Schéma de la table de compression

III.4.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

III.4.3 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.



$$b_0 = 12\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

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

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 18\text{cm}$$

III.4.4 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre articulés sur plusieurs appuis, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants pour cela il existe 2 méthodes simplifiées qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g = 0.65G \\ q = 0.65Q \end{cases}$$

On calcule la poutrelle la plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres poutrelles:

Le cas le plus défavorable c'est le cas de :

$$G = 5.57\text{KN/m et } Q = 1.5\text{KN/m et } Q = 2.5\text{KN/m}$$

Donc :

$$q_s \text{ appartement} = 4.6 \text{ kN/m} \text{ et } q_s \text{ escalier} = 5.25 \text{ kN/m}$$

$$q_u \text{ appartement} = 6.35 \text{ kN/m} \text{ et } q_u \text{ escalier} = 7.32 \text{ kN/m}$$

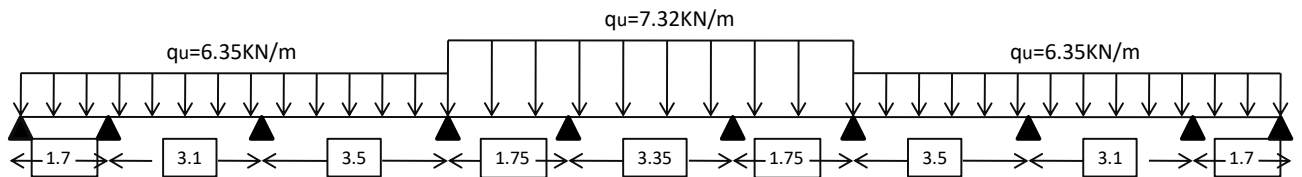


Figure III.12 : Schéma statique de la poutrelle à L'ELU

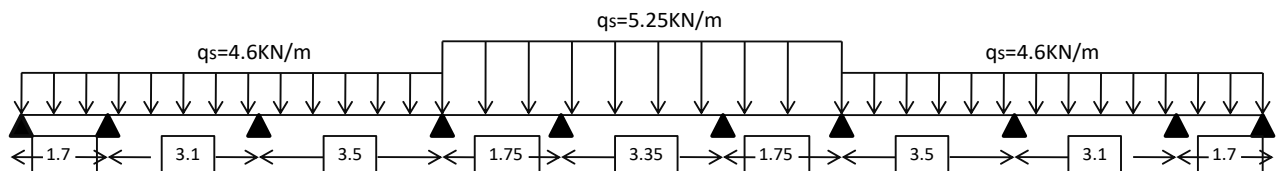


Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle à L'ELS

Méthode forfaitaire:

Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)
$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

L'application de la méthode :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q = 2.5 \leq 2G = 11.14 \text{kn/ml} \\ Q = 2.5 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{1.7}{3.1} \Rightarrow 0.54 < 0.8 \Rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.1}{3.5} \Rightarrow 0.8 < 0.88 < 1.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. \implies Condition vérifiée

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de Caquot pour déterminer les moments en appuis et en travées.

Méthode de Caquot :

Domaine d'application :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

Application de la méthode :

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées $P_w P_e$ appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 $L' = L$ pour une travée de rive.
 $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.

Règle des moments :

- ♦ Les moments en appuis :

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^{\beta} + q_e \cdot L_e^{\beta}}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

♦ **Les moments en travées:**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

$$X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

$$L'_{AB} = L_{AB} = L_{IJ} = 1.7\text{m}$$

$$L'_{BC} = L'_{HI} = 0.8 \times 3.1 = 2.48\text{m}$$

$$L'_{CD} = L'_{GH} = 0.8 \times 3.5 = 2.8\text{m}$$

$$L'_{DE} = L'_{FG} = 0.8 \times 1.75 = 1.4\text{m}$$

$$L'_{EF} = 0.8 \times 3.35 = 2.68\text{m}$$

Application de la méthode (Caquot) :

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

A L'ELU

Tableau III.5 : Moment et Effort tranchants à L'ELU.

Travée	M _{West} (KN.m)	M _{est} (KN.m)	M _t (KN.m)	X (m)	V _{west} (KN)	V _{est} (KN)
A-B	-0.34	-3.6	0.6	0.55	-3.48	6.42
B-C	-3.6	-5.26	3.32	1.47	-9.31	10.85
C-D	-5.26	-4.47	4.36	1.79	-11.37	10.38
D-E	-4.47	-4.65	-1.66	0.88	-6.41	7.32
E-F	-4.65	-4.65	5.53	1.67	-12.2	12.2
F-G	-4.65	-4.47	-1.66	0.88	-7.32	6.41
G-H	-4.47	-5.26	4.36	1.79	-10.38	11.37
H-I	-5.26	-3.6	3.32	1.47	-10.85	9.31
I-J	-3.6	-0.34	0.6	0.55	-6.42	3.48

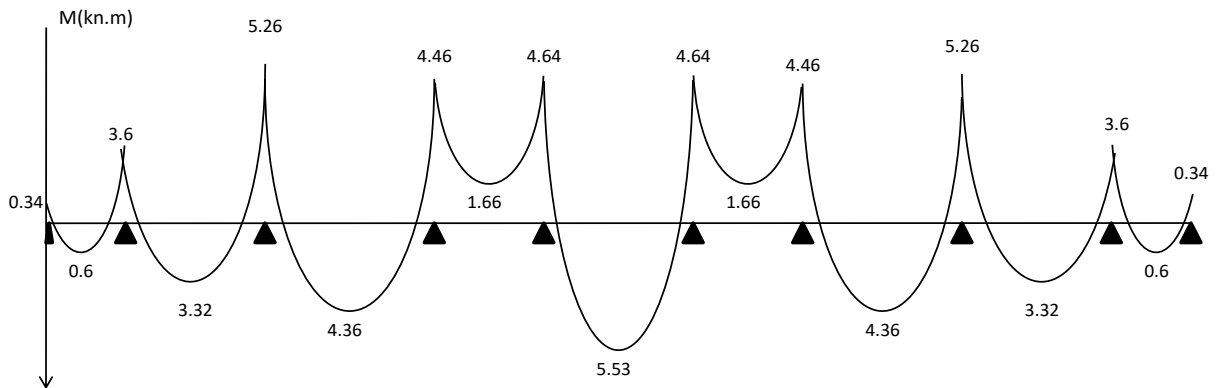


Figure III.14 : Diagramme des moments de la poutrelle à L'ELU

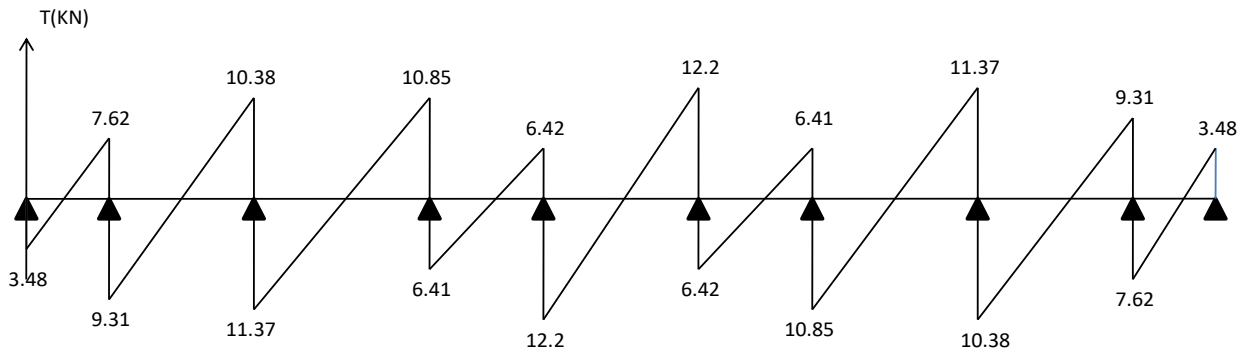


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à L'ELU

A L'ELS :

Tableau III.6 : Moment et Effort tranchants à L'ELS.

Travée	M_{West} (KN.m)	M_{est} (KN.m)	M_t (KN.m)	X (m)	V_{west} (KN)	V_{est} (KN)
A-B	-0.24	-2.61	0.45	0.55	-2.52	4.53
B-C	-2.61	-3.81	2.33	1.47	-6.74	7.89
C-D	-3.81	-3.23	3.51	1.79	-8.21	7.52
D-E	-3.23	-3.33	-1.17	0.88	-4.65	5.3
E-F	-3.33	-3.33	4.06	1.67	-8.8	8.8
F-G	-3.33	-3.23	-1.17	0.88	-5.3	4.65
G-H	-3.23	-3.81	3.51	1.79	-7.52	8.21
H-I	-3.81	-2.61	2.33	1.47	-7.89	6.74
I-J	-2.61	-0.24	0.45	0.55	-4.53	2.52

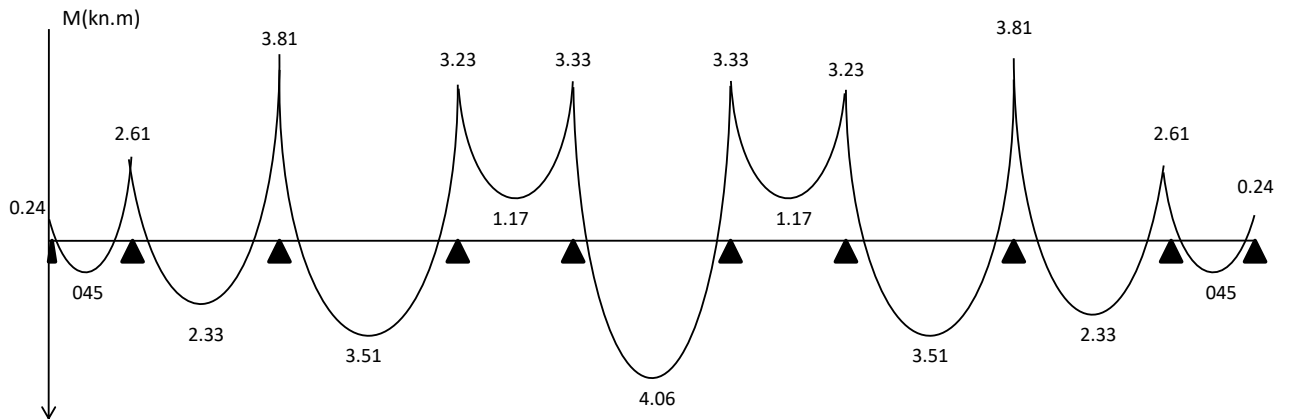


Figure III.16 : diagramme des moments de la poutre à L'ELS

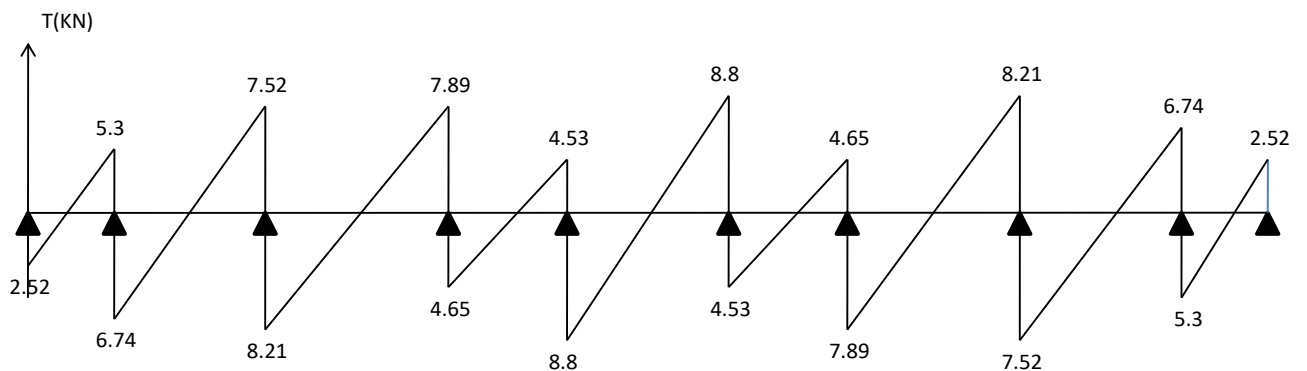


Figure III.17 : Diagramme d'effort tranchant de la poutre à L'ELS

III.4.5 Ferrailage :

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III.7 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).

Etat	$M_{t,max}$ (KN.m)	$M_{a,max}$ (KN.m)	V_{max} (KN)
ELU	5.53	5.26	11.37
ELS	4.06	3.81	8.21

Ferrailage En travée :

Ferrailage longitudinal :Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :

$$M_{tu}(max) = F_{bc} \times Z_b \text{ Tel que :}$$

$$f_{bu} \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$F_{bc} = F_{bu} \times b h_0 = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 = 0,37 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right) = 0,18 - \left(\frac{0,04}{2}\right) = 0,16 \text{ Kn}$$

$$M_{tu} = 0,37 \times 0,16 \times 10^3 \rightarrow M_{tu} = 59,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} \rightarrow 59,2 \text{ KN.m} > 5,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,53 \times 10^{-8}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,0185$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{5,53}{4,06} = 1,36$$

$$\mu_{tu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$(3440 \times 1,36 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0,285$$

$$\mu_{bu} = 0,0185 < \mu_{tu} = 0,285 \Rightarrow \hat{A} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0,0185 < 0,285 \Rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,18(1 - 0,6 \times 0,0185) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{sd}} = \frac{5,53 \times 10^{-8}}{0,178 \times 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 3HA10 = 2.36cm²

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 18 \times 65 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

Ferraillage En travée :

$$M_{tu} \rightarrow 59.2 \text{ KN.m} > 5.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.26 \times 10^{-8}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0953$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{5.26}{3.81} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$(3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,0953 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow \hat{A} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0,0953 < 0,292 \Rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.18(1 - 0.6 \times 0.0953) = 0.169 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{5.26 \times 10^{-8}}{0.169 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferraillage de HA12=1.13 cm²

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

En appuis :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 18 \times 12 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

Armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donné par :

$$A_t = \text{Min} \left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L^{min} \right)$$

$$A_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right)$$

$$A_t = \min(0,57; 1,2; 1) \quad A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de 2HA8 = 1.01cm²

Escapement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min[0,9d; 40 \text{ cm}]$$

$$S_t = \min[0,9 \times 18; 40 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On adopt: $S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.6 Vérifications a l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{11,37 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

0.53 < 3.33 condition verifié

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_u = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,28 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,0377} = 1,03 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa. Condition verifié}$$

III.4.7 Vérification à L'ELS :

Contrainte de compression dans le béton : (A 4.5.2 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = KY \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0 \\ I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2 \\ k = \frac{M_{ser}}{I} \end{array} \right.$$

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

Avec $n = 15$ et $A' = 0$

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

Tableau III.8 : Vérification de la contrainte dans le béton .

	M (KN.m)	A_s	Y (cm)	I (cm ⁴)	K(N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)
Travée	5.53	2.36	3.91	8323.05	0.066	2.6
Appuis	5.26	1.13	5.85	3303	0.16	9.31

Contrainte de compression dans le béton vérifié

Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.06 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{b_0 d} = 0,011 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$\frac{h}{L} = 0.06 \leq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{5.53}{10 \times 5.26} = 0.105$$

Les conditions 1 et 3 ne sont pas vérifiées alors il est nécessaire de calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ft}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.67 \text{ cm.}$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3}$$

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

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh_0 + (h - h_0)b_0 + nA_s$$

$$B_0 = 65 \times 4 + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^4$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = \frac{b h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène I_0

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right] + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 15588.14 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \times 100 : \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{2.36}{12 \times 18} \times 100 = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 1.49$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 0.596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 240 + 2,1} = 0,71$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudié.

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 15588,14}{1 + 0,596 \times 0,71} = 12048,5 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f_v = \frac{5,53 \times 3,35^2 \times 10^5}{10 \times 12048,5 \times 10818,86}$$

$$f_v = 0,47 \text{ cm} < \bar{f}_v = \frac{L}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

La flèche est vérifié

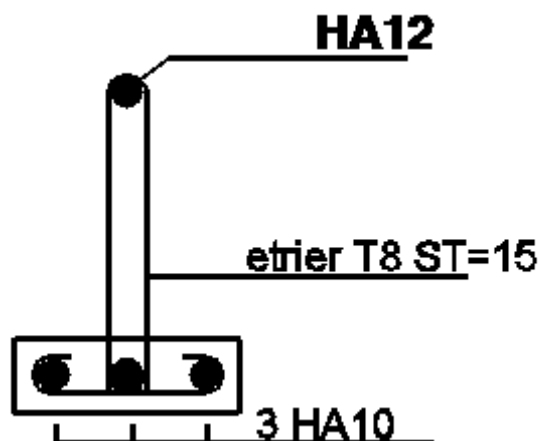


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle en travée et en appuis

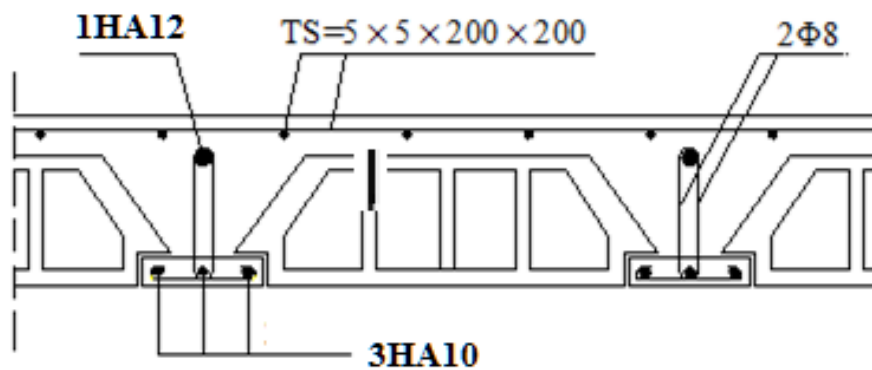


Figure III.19 Schéma de plancher

III.5 L'acrotère :

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute et, de plus,

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q dû à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

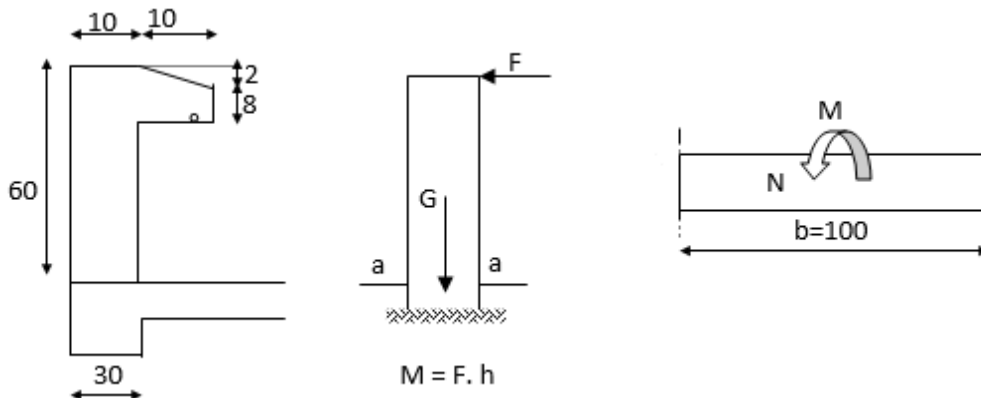


figure III.20 : schéma statique d'acrotère

III.5.2 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = \rho \times S$

$$\rho = 25 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 = 0.07 \text{ m}^2.$$

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

$$W_p = 25 \times 0.07 = 1.75 \text{ KN/ml.}$$

On considère $Q_p=1\text{KN/m}$

- La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, Q_p)$.
- La force sismique : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, $A = 0.2$
- C_p : Facteur de force horizontale, $C_p = 0.8$.

$$F_p = 1.12 \text{ KN/ml}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max(F, Q_p) = 1.12 \text{ KN/ml}$$

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1 ml de la largeur en flexion composé.

Moments et efforts normaux :

$$M(Q) = 1.12 \times 0.6 = 0.672 \text{ KN.m.}$$

$$N(G) = 1.75$$

Combinaison des charges :

- ELU

$$N_u = 1.35N_g = 2.36 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5.F_p.h = 1\text{KN.m}$$

- ELS

$$N_s = N_g = 1.75 \text{ KN.}$$

$$M_s = .F_p .h = 0.672 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Calcul des armatures à L'ELU :

Position du centre de pression :

a. Calcul d'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1}{2.36} = 0.42m$$

$$e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.672}{1.75} = 0.38m$$

$$e_u \cdot e_{ser} < e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.7cm.$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée.
- Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$.
 - Avec, $e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right)$, $d = 9\text{ cm}$.

$$e_a = 0.46\text{ m}.$$

$$M_{ua} = 1.09\text{ KN.m}.$$

b. Les armatures en flexion simple

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.0095$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.49$$

$$\mu_{lu} = 10^4 \mu_{lu} = [3440\gamma + 49f_{c28} - 3050]10^{-4} = 0.33$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu}$$

Pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\mu_{bu} < 0.275 \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 8.95$$

$$A_f = \frac{M_a}{Z_b f_{sd}} = \frac{1.09 \times 10^{-8}}{0.0895 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_A = A_f - \frac{N_u}{f_{sd}}$$

$$A_A = 0,35 - \frac{2.36 \times 10^{-3}}{348 \times 10^{-4}} = 0,28 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Vérifications à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte : $A_{s \text{ min}} = 1.086 \text{ cm}^2$.

Soit, $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Soit, $A_r = A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement

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

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.38 = 2.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifié pas de risque de cisaillement

Vérification de l'adhérence dans les barres:(Art, A, 6,1, 3 / BAEL) :

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les barres HA.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre de barre.

$$\sum U_i = n \pi d = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,09 \times 1,005} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

III.5.5 Vérifications à l'ELS :

Vérifications des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP}$.

$\sigma_{bc} = K \times y$: Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_s}{I}, \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]. \\ \frac{by^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \end{cases}$$

I : Moment d'inertie.

y : Position de l'axe neutre.

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Vérification de contraintes au béton

/	$M_s (KN.m)$	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K	$\sigma_{bc} (MPa)$
Travée	0.672	2.01	2.04	1743.5	0.385	7.86

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifié}$$

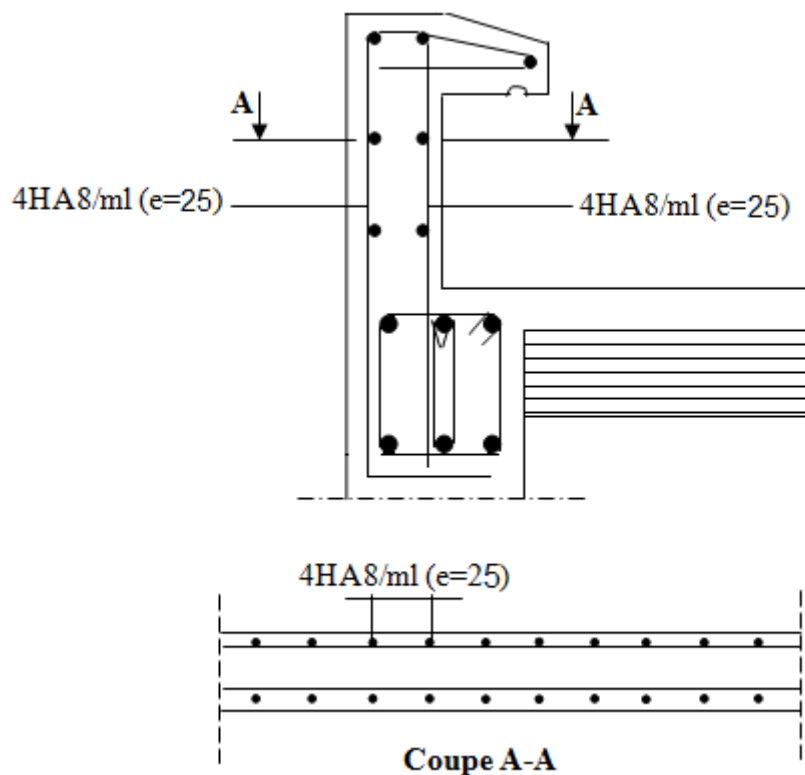


Figure III.21 Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :
Etude dynamique
et sismique

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

IV.2 L'étude dynamique :

IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS :



Etabs.ico

Pour le calcul et la modélisation de notre bâtiment, nous utilisons le logiciel ETABS pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres
- ✓ Les coefficients de participation
- ✓ Les déplacements du plancher
- ✓ Les forces sismiques

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..etc*). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2.3 Modélisation :

a) Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et modes propres) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

b) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité des éléments de la structure.

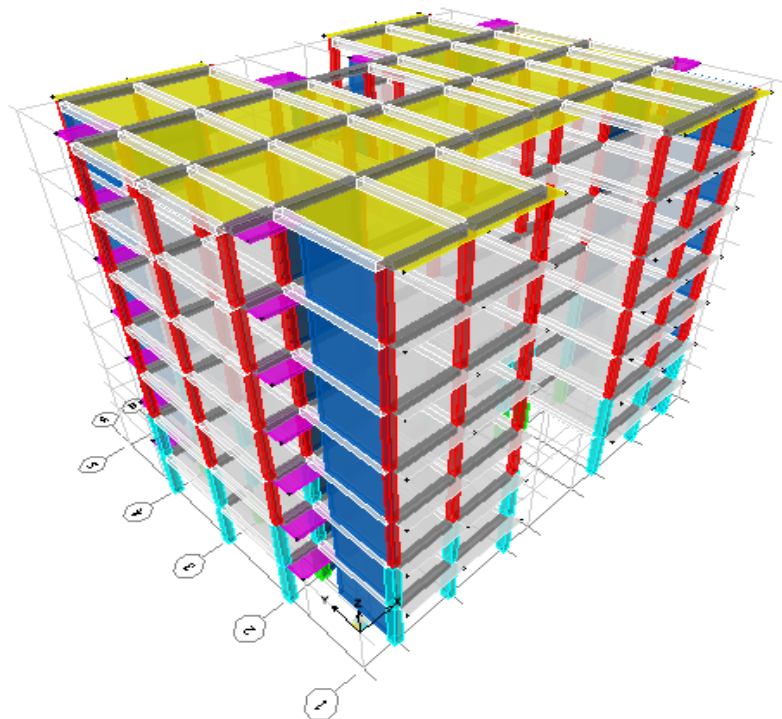


Figure IV. 1 : Modélisation de la structure

IV.2.4 La disposition des voiles :

En génie civil, un contreventement est un système destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure en minimisant au maximum l'excentricité entre le centre de masse et e rigidité.

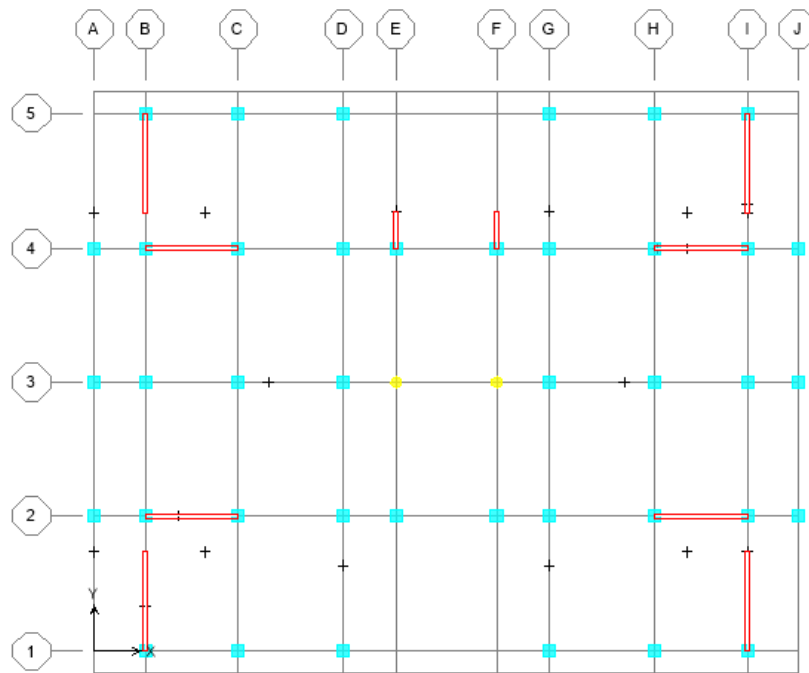


Figure IV.2 :Disposition optimal des voiles de contreventement

IV.2.5 Caractéristiques Géométriques :

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent:

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats ci-dessous :

$$e_x = e_y = \max \begin{cases} 5\% L_x \\ 5\% L_y \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} 0.05 \times 23.7 = 1.185 \\ 0.05 \times 19.35 = 0.967 \end{cases} \quad \text{On prend : } e = 0.967$$

Tableau IV.1 : Caractéristiques massique et géométrique

Niveaux	Masse (KN)	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité		Condition
		XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)	
ENTER SOL	348,5094	11,726	8,998	11,725	8,96	0,001	0,038	Vérifiée
RDC	344,2435	11,726	8,945	11,725	8,966	0,001	-0,021	Vérifiée
1	335,2416	11,726	8,939	11,725	8,972	0,001	-0,033	Vérifiée
2	330,6087	11,726	8,939	11,725	8,977	0,001	-0,038	Vérifiée
3	330,6087	11,726	8,939	11,725	8,982	0,001	-0,043	Vérifiée
4	330,6087	11,726	8,939	11,725	8,986	0,001	-0,047	Vérifiée
5	301,4571	11,726	8,914	11,725	8,989	0,001	-0,075	Vérifiée

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

$$e_x = e_y = \max \begin{cases} 5\% l_x \\ 5\% l_y \end{cases} \rightarrow \max \begin{cases} 0.05 \times 23.7 = 1.185 \\ 0.05 \times 19.35 = 0.967 \end{cases}$$

On prend : $e = 0.967$

IV.2.6 Période et facteurs de participation massique :

C'est le pourcentage de participation des modes de vibrations dont le cumule doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY), (art 4.3.4 de RPA), comme illustré dans le tableau IV.2

Tableau IV.2: Période et facteurs de participation modale.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,485263	68,4814	0	0,1672	68,4814	0	0	95,3699	0,1672
2	0,465838	0	70,2171	0	68,4814	70,2171	98,7439	95,3699	0,1672
3	0,434681	0,1538	0	68,8188	68,6352	70,2172	98,7439	95,5737	68,9861
4	0,123343	0,0002	17,7507	0	68,6354	87,9679	99,6641	95,5737	68,9861
5	0,123222	19,0106	0,0002	0,0261	87,646	87,9681	99,6642	97,1809	69,0121
6	0,110327	0,0308	0	18,6022	87,6768	87,9681	99,6642	97,1841	87,6144
7	0,056093	6,4464	0	0,0273	94,1233	87,9681	99,6642	98,2352	87,6417
8	0,055983	0	6,3629	0	94,1233	94,331	99,9363	98,2352	87,6417
9	0,053016	0	0,005	0	94,1233	94,3359	99,9366	98,2352	87,6417
10	0,052976	0	0	0	94,1233	94,336	99,9366	98,2352	87,6417
11	0,052975	0	0	0	94,1233	94,336	99,9366	98,2352	87,6417
12	0,052974	0	0,0009	0	94,1233	94,3369	99,9366	98,2352	87,6417

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

1^{er} mode c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,4853$

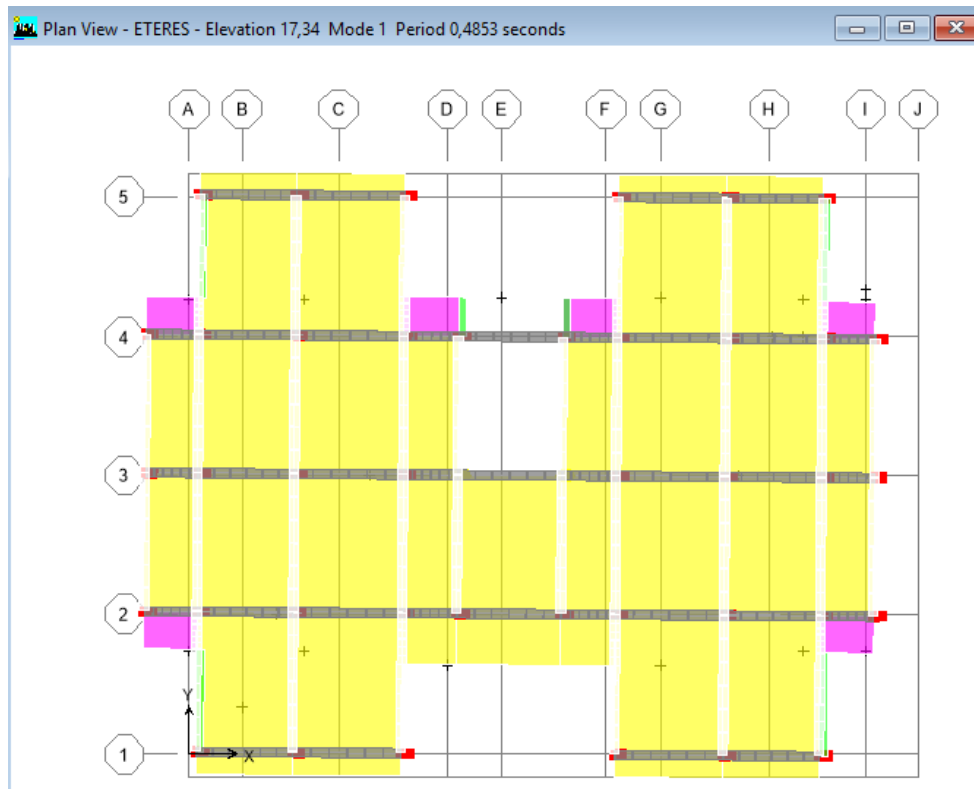


Figure IV. 3 : Mode de translation a l'axe X

2^{ème} mode c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2 = 0,4658$

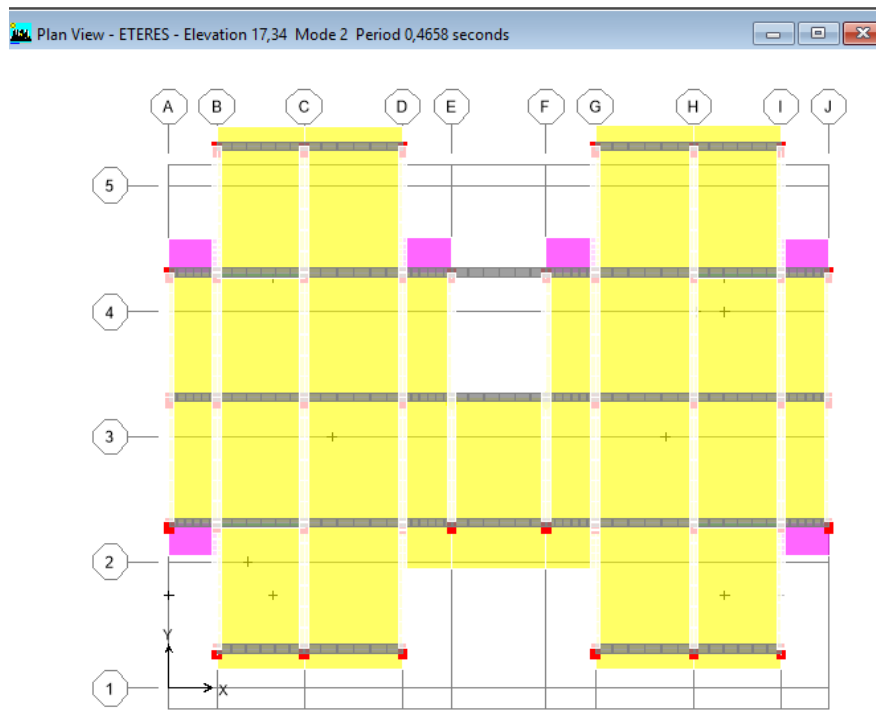


Figure IV.4 : Mode de translation a l'axe Y

3^{ème} mode c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période T3=0.4347

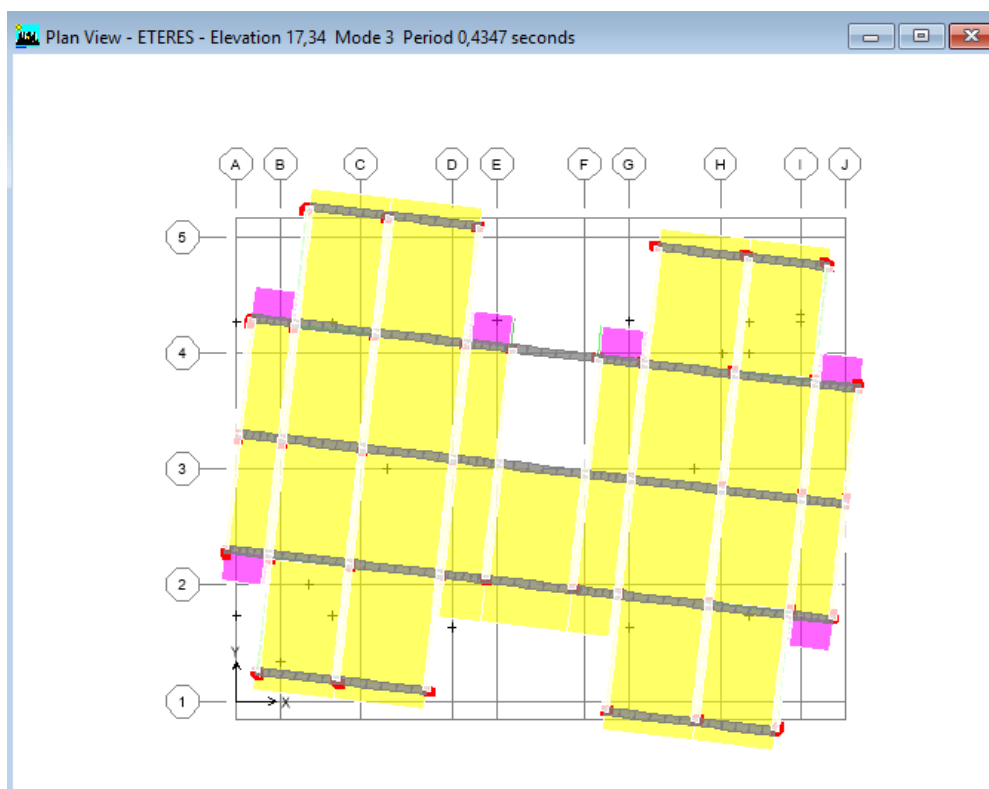


Figure IV.5 : mode de rotation à l'axe z

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien RPA99Version2003, propose trois méthodes de calcul qui sont :

- ✚ Méthode statique équivalente
- ✚ Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par accélérogramme.

1) Méthode statique équivalente MSE :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Tel que :

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

A : Coefficient d'accélération de zone ;
D: Facteur d'amplification dynamique moyen ;
W : Poids total de la structure : $W=W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
R : Coefficient de comportement de la structure ;
Q : Facteur de qualité.

Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient de l'accélération est donné par le tableau 4.1 page 26 de RPA 99V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Le facteur d'amplification dynamique moyen(D) RPA99/version2003 :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure(T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Coefficient de comportement de la structure R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement R.

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003).

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

W poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

• W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

• W_{Qi} : charges d'exploitation

• β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. $\beta=0.2$

2) Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:

V_t : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i.

W : poids total de la structure.

Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

3) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier en premier lieu les conditions de la MSE, en plus de la configuration irrégulière en plan du bâtiment, il est implanté en Zone IIa et de groupe d'usage 2, sa hauteur dépasse 23m.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.1 Méthode statique équivalente MSE :

On a : $A=0.15/R=3.5/Q=1.20$ / $W=23563.8\text{KN}$

Estimation de la période fondamentale :

$T_x = 0.396\text{s}$

$T_y = 0.438\text{s}$

Coefficient d'accélération de zone A :

Groupe d'usage 2

Zone sismique (IIb)

Coefficient de comportement de la structure R :

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

Charge verticale :

Tableau IV- 3: Charge verticale.

Niveau	Charge reprise...en (KN)		Pourcentage %	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	11581.37	15496.96	42.77	57.23

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Tableau IV-4 : Charge horizontal.

Niveau	Sens	Charge reprise...en (KN)		Pourcentage %	
		Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	V _x	2813.07	346.66	89	11
	V _y	2892.09	290.3		9.1

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99 version 2003). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R= 3.5$.



Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003)

Tableau IV-5: valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0 (observé)
2. redondance en plan	0 (observé)
3. régularité en plan	0.05 (N/observé)
4. régularité en élévation	0 (observé)
5. contrôle de qualité des matériaux	0.05 (N/observé)
6. contrôle de qualité de l'exécution	0.10 (N/observé)
$Q = 1 + \sum P_q = 1.20$	

➤ **Estimation de la période fondamentale :**

Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**.

$$T_{reg} = 1,3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Art 4-2-4 RPA99/VER2003)}$$

Avec :

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

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA tableau 4 -6).

Dans notre cas :

- $C_t=0.05$
- $D_x= 23.7m$ et $D_y= 19.35m$
- $h_n= 21.43m$

$$T = \min\left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}\right)$$

Sens x-x:

$$T_x = \min(0.498 \text{ s}; 0.0.396\text{s})$$

$$T_x = 0.396\text{s}$$

Sens y-y :

$$T_y = \min(0.498\text{s}; 0.0.438\text{s})$$

$$T_y = 0.438\text{s}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

Sens x-x :

Sit Meuble (S3) donc :

$$T_1 = 0.15\text{s} / T_2 = 0.50 \text{ s}$$

On a: $T_x = 0.396 \text{ s}$

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s} \quad \text{Donc : } D_x = 2.5 \eta$$

$$D = 2.5 \eta \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Structure dense ; portique en béton armé donc on prend

$$\xi\% = 7\% \text{ d'où } \eta = 0.88 > 0.7.$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \times 0.88$$

$$D_x = 2.2$$

Sens y-y :

$$T_y = 0.438 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88$$

$$D_x = D_y = 2.2$$

W poids total de la structure :

$$W = 23563.8\text{KN}$$

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

la force sismique totale :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \dots \dots \dots \text{RPA99. Art (4.2.3)7}$$

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 23563.8 = 2666.075 \text{ KN}$$

$$V = 2666.075$$

Tableau IV.6 : vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	Vdyn (KN)	Vsta (KN)	0.8 Vsta	Vdyn > 0.8 Vsta
Sens X-X	3119.5	2666.07	2132.85	Condition vérifiée
Sens Y-Y	2171.35	2666.07	2132.85	Condition vérifiée

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres), -
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

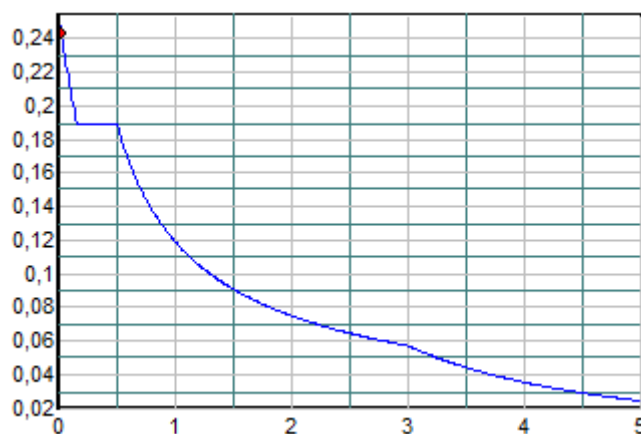


Figure IV. 6: spectre de réponse de calcul de site Meuble

IV.3.2.2 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étages :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\%h_0$

Avec : h_0 :est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Déplacement inter étage dans le sens X-X.

sens X-X							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta_k adm$ (m)	Observation
ET 5	0,0158	3,5	0,0553	0,04585	0,00945	0,0289	Vérifiée
ET4	0,0131	3,5	0,04585	0,03605	0,0098	0,0289	Vérifiée
ET3	0,0103	3,5	0,03605	0,0259	0,01015	0,0289	Vérifiée
ET2	0,0074	3,5	0,0259	0,01645	0,00945	0,0289	Vérifiée
ET1	0,0047	3,5	0,01645	0,0084	0,00805	0,0289	Vérifiée
RDC	0,0024	3,5	0,0084	0,0028	0,0056	0,0289	Vérifiée
ESOLE	0,0008	3,5	0,0028	0	0,0028	0,0289	Vérifiée

Tableau IV.8 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y

sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta_k adm$ (m)	Obszervation
ET 5	0,0144	3,5	0,0504	0,0427	0,0077	0,0289	Vérifiée
ET4	0,0122	3,5	0,0427	0,03395	0,00875	0,0289	Vérifiée
ET3	0,0097	3,5	0,03395	0,02485	0,0091	0,0289	Vérifiée
ET2	0,0071	3,5	0,02485	0,0161	0,00875	0,0289	Vérifiée
ET1	0,0046	3,5	0,0161	0,0084	0,0077	0,0289	Vérifiée
RDC	0,0024	3,5	0,0084	0,0028	0,0056	0,0289	Vérifiée

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter étages ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA / version 2003 est vérifiée

IV.3.2.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99version 2003 Art 5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. $\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau(K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

sens x-x							
Niveau	P_K (KN)	V_X (KN)	H (cm)	Δ_k (KN)	Θ_X	Condition	Observation
ET5	3299,37	902,54	2.89	0,00945	0,01195359	$\leq 0,1$	Vérifiée
ET4	6595,34	1605,45	2.89	0,0098	0,01393056	$\leq 0,1$	Vérifiée
ET3	9891,32	2130,84	2.89	0,01015	0,01630315	$\leq 0,1$	Vérifiée
ET2	13187,29	2533,15	2.89	0,00945	0,01702271	$\leq 0,1$	Vérifiée
ET1	16594,53	2827,74	2.89	0,00805	0,01634645	$\leq 0,1$	Vérifiée
RDC	20060,26	3028,83	2.89	0,0056	0,0128337	$\leq 0,1$	Vérifiée
EN S	23563,8	3119,65	2.89	0,0028	0,00731812	$\leq 0,1$	Vérifiée

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

sens y-y							
Niveau	P _k (KN)	V _y (KN)	H (cm)	Δk(KN)	Θ _Y	Condition	Observation
ET5	3299,37	893,89	2.89	0,0077	0,00983422	≤ 0,1	Vérifiée
ET4	6595,34	1603,77	2.89	0,00875	0,01245103	≤ 0,1	Vérifiée
ET3	9891,32	2147,42	2.89	0,0091	0,01450377	≤ 0,1	Vérifiée
ET2	13187,29	2567,9	2.89	0,00875	0,01554847	≤ 0,1	Vérifiée
ET1	16594,53	2872,83	2.89	0,0077	0,01539033	≤ 0,1	Vérifiée
RDC	20060,26	3080,59	2.89	0,0056	0,01261807	≤ 0,1	Vérifiée
EN S	23563,8	3171,35	2.89	0,0028	0,00719882	≤ 0,1	Vérifiée

On constate que Θ_x et Θ_y sont inférieure à 0.1, donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.2.4 Spécification pour les poteaux (Art7.4.3.I/RPA 99version 2003) :

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile le RPA recommande que l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d: Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28}: La résistance caractéristique du béton.

Les résultats du pré dimensionnement ne vérifient pas la condition d'effort normal réduit .on augmente la section des poteaux et on fait la vérification

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit

ZONE	Section (cm ²)	N (KN)	V	Observation	
3	35X35	479,8	0.213	≤ 0,3	Vérifiée
2	40X40	916,87	0.229	≤ 0,3	Vérifiée
1	45X45	2157,03	0.285	≤ 0,3	Vérifiée
Circulaire	20 ^{2π}	712,56	0.226	≤ 0,3	Vérifiée

IV.3.2.5 Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV.12 : Vérification de rapport Ms/Mr

	W	B	Ms	Mr	Ms/Mr	Observation	
sens x-x	23563.8KN	11.726	276309.11	45543.616	6.066	> 1,5	Vérifiée
sens y-y	23563.8KN	8.996	211979.94	45963.415	4.611	> 1,5	Vérifiée

CHAPITRE V :
Ferrailage des
éléments
principaux

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA 99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- ✓ Les poteaux.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les voiles.

V.2 Ferrailage Poteaux

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. Ainsi, ils doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.2.1 Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (Poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

➤ Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

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

- Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ELS} : G + Q \dots\dots\dots (2)$$

- Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

Caractéristiques des matériaux

Tableau V.1: Coefficients de sécurité et caractéristiques de matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} [Mpa]	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b [Mpa]	14,2	21.74
Acier	f_e [Mpa]	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s [Mpa]	348	400

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que Le calcul de ferrailage a été fait pour le cas de situations suivantes :

- ✓ N_{max} et M correspondant.
- ✓ N_{min} et M correspondant.
- ✓ M_{max} et N correspondant.

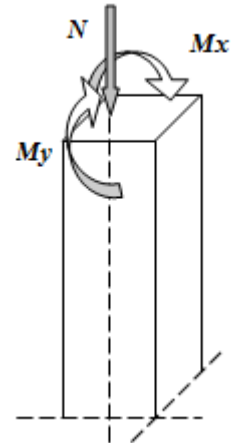


Figure V.1 : sollicitations sur le poteau

➤ **Recommandations du RPA99 /V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,9% en **Zone IIb**

Leur pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

le diamètre minimum est de 12 mm.

- la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h/6, b1, h1, 60\text{cm})$.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

❖ Recommandations du «BAEL99»

Ferrailage minimum d'après le **BAEL99** est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h.

$$d = 0,9h$$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ Le ferrailage minimal d'après CBA93

Ferrailage minimum d'après le **CBA93** est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Ferrailage maximal et minimal.

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		RPA99/V2003			CBA93
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) courante	A _{max} (cm ²) recouvrement	A _{cnf} (cm ²)
1	45x45	4	101.125	18.22	81	121.5	2.20
2	40x40	2.45	61.25	11.02	49	73.5	1.33
3	35X35	1.8	45	8.1	36	54	0.978
Circulaire	20 ²⁷	2.51	62.8	11.30	50.24	75.36	1.74

V.2.2 Ferrailage longitudinal

A titre d'exemple, nous avons calculé manuellement le ferrailage nécessaire pour un des éléments porteur (poteau et poutre) et le ferrailage des autres éléments nous l'avons calculé par le logiciel **SOCOTEC** qui est basé sur les règles de **BAEL**.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Ferrailages longitudinal des poteaux.

ZONE	Les efforts internes				Asoc cm ²	Acnf cm ²	Amin cm ²	Choix	Aadp cm ²
	Nmax	Nmin	Mmax	Mmin					
1	Nmax	1172,56	Mcor	0,232	0	2.20	18.22	4T20 +	20.6
	Nmin	-287,24	Mcor	2,467	4.31				
	Mmax	-45,657	Ncor	564,77	0				
2	Nmax	804,82	Mcor	-0,655	0	1.33	11.	8T14	12.31
	Nmin	-226,26	Mcor	20,934	4.63				
	Mmax	-47.971	Ncor	330.54	0				
3	Nmax	468,07	Mcor	-1,003	0	1.81	8.1	8T12	9.05
	Nmin	-113,91	Mcor	20,294	3.47				
	Mmax	-39,281	Ncor	86,19	2.93				
Cerculaire	Nmax	-767,04	Mcor	-0,659	0	1.74	11.30	8T14	12.31
	Nmin	-49,41	Mcor	2,06	0				
	Mcor	-84,81	Ncor	-30,32	1,20				

Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau d'enter sol (45×45) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V.3** précédant :

Données :

$$N_{cor} = 564,77 \text{ KN} \quad M_{max} = -45,65 \text{ KN. m}$$

$$b=45 \text{ cm} ; h = 45\text{cm} ; d = 42 \text{ cm} ;$$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{45,65}{564,77} = 0,081 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.225\text{m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b d f_{bu}$$

On a :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 45.65 + 564.77 \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 155.78 \text{ KN. m}$$

$$Nu(d - d') - M_{uA} = 564.77(0.42 - 0.03) - 155.78 = 64.48$$

$$(0.337h - 0.81d')b d f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 366.19$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Donc :

$64.48 < 366.19 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{155.78 \times 10^{-3}}{0.45 \times (0.42)^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.32}{12.56} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = (3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$\mu_{bu} = 0.138 < 0.29$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 0.42 \times (1 - 0.6 \times 0.138) = 0.39$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{155.78 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 11.47 \text{ cm}^2$$

Calcul des aciers en flexion composé :

$$A_{FC} = A_S - \frac{N_u}{f_{ed}} = 11.47 - \frac{564.77 \times 10}{400} = -2.64 \text{ cm}^2 < 0 \text{ on prend } A=0$$

V.2.3 Ferrailage transversale (RPA 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

st : espacement des armatures transversales :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$St \leq 10$ cm en zone nodale. (**Zone IIb**)

$St \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi)$ en zone courante, avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale ($A_t \text{ min}$) :

(A_t/b_1t en %) est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

Exemple de calcul

Poteaux de la zone I (RDC) : $V_{\text{max}} = 30.07$ kN

Zone courante

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times 289/45 = 4.5$$

$$\lambda < 5 \text{ Donc } \rho = 2.5$$

$$A_t = 2.5 \times 30.7 \times 15 / (400 \times 0.55 \times 10) = 0.62$$

Soit: $A_{\text{min}} = 2,1 \text{ cm}^2$ on adopte **4T8 = 2.1 cm²**

Zone nodale :

$$A_t = 2.5 \times 30.07 \times 10 / (0.45 \times 400 \times 10) = 0.42$$

Soit: $A_{\text{min}} = 2,1 \text{ cm}^2$ on adopte **4T8 = 2.1 cm²**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.4: Choix des armatures transversales

Zone	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Vmax (kN)	Zone	St (cm)	A Rpa	Choix	As adp cm ²
1	45X45	2.023	4.49	2.5	30.07	C	15	0.62	4T8	2.1
						N	10	0.42		
2	40X40	2.023	5.78	3.75	33.83	C	15	1.36	4T8	2.1
						N	10	0.9		
3	35X35	2.023	6.74	3.75	26.50	C	15	1.24	4T8	2.1
						N	10	0.82		
Circulaire	20 π 2.	2.023	5.05	2.5	23.13	C	15	0.54	4T8	2.1
						N	10	0.36		

V.2.4 Vérification

à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité

On va vérifier que : $A_s \geq A_{min}$ $A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$

D'après les calculs, on a trouvé les résultats suivants :

Tableau V.5: Vérification de la condition de non fragilité.

Zone	$A_{min}(cm^2)$	As	Obs
1	2.20	20.6	Vérifier
2	1.33	12.31	Vérifier
3	0.978	9.05	Vérifier
Circulaire	1.74	12.31	Vérifier

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

Pour les efforts tranchants, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable ;

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33$$

Tous les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant.

Zone	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
1	0.16	3.33	Condition Vérifiée
2	0.30	3.33	Condition Vérifiée
3	0.32	3.33	Condition Vérifiée
Cerculaire	0.28	3.33	Condition Vérifiée

3) Vérification de l'effort normal ultime

Selon le **CBA 93**(art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

La vérification est faite pour le poteau la plus sollicité.

Donc il faut vérifier :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

La vérification est faite pour le poteau le plus sollicité.

Avec : α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

◆ Calcul de α

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Exemple de calcul pour le poteau (45X45)

◆ Calcul de λ

$\lambda = l_f / i$ où : l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration

$$i = 0.13 \Rightarrow \lambda = 15.49 \Rightarrow \alpha = 0.81$$

◆ Calcul de B_r

$$B_r = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2$$

◆ Calcul de N_{ulim}

$$N_{ulim} = 0.81 \times (18409 \times 25 \times 10^{-4} / 0.9 + 1.5 + 20.6 \times 10^{-4} \times 348) = 3354.17 \text{ kN}$$

$$N_{ulim} = 3354.17 \text{ kN.}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: Vérification de l'effort normal ultime.

Zone	Sections	λ	α	A cm ²	N _u (kN)	N _{max} (Kn)	Obser
1	45x45	15.57	0.81	20.6	3354.17	1172,56	Vérifiée
2	40x40	20.02	0.79	12.31	1931.3	804,82	Vérifiée
3	35x35	23.36	0.78	9.05	1378.09	468,07	Vérifiée
Circulaire	20 π 2.	18.2	0.81	12.31	2856.12	767,04	Vérifiée

4) Vérification au flambement

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{max} = 1172.56 \text{ kN.}$$

$$L_f = 0.7 \cdot L_0 = 2.023 \text{ m}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Tel que : $I=0.0041\text{m}^4$ $a = 0.20 \text{ m}^2$ $\lambda = 15.57$ $\alpha = 0.81$

$$Br = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $Br \geq \frac{N_{max}}{0.818 \left(\frac{25}{0.95b} + \frac{f_e}{100.115} \right)} = 658.33\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

à l'ELS

1) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour la vérification de la contrainte :

- le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

Tableau V.8: Vérification des contraintes normales de compression du béton.

Zone	Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}}$
1	45x45	853,62	0,168	4.23	15	Vérifiée
2	40x40	585,94	0,48	4.9	15	Vérifiée
3	35x35	341,01	-0,731	3.67	15	Vérifiée
Circulaire	$20\pi^2$	-559,4	2,887	3.5	15	Vérifiée

✓ Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$l_r = 40\phi \text{ en zone IIb}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $40 \times 2 = 80\text{cm}$.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Elle ne doit pas dépasser 25cm

Pour les poteaux de : 45X45: St = 15 cm.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

40X40: $St = 15 \text{ cm}$.

35X35: $St = 15 \text{ cm}$

✓ Les jonctions par recouvrement

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$h' = 15\phi$ Zone nodale –

$h' = 30$

Dans notre cas $h' = 30 \text{ cm}$ pour tous les niveaux

V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.3.1 Introduction

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (**ELU**), puis vérifié à l'état limite de service (**ELS**) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le **RPA99/V2003** et le **BAEL 91** :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le **RPA99** en zone **IIB**

V.3.2 Recommandation du RPA99/V03 en zone II

Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\Phi \text{ en zone IIb}$$

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

b) Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$. Dans la zone nodale.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$. En dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3 Recommandation du BAEL 91

a/ Armatures longitudinales

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ L'espace S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15 \phi'_{\min} \neq 0). \text{ L'espace max (Art A.4.2.5)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales

✓ Volume relatif d'armatures : $\rho_{t,0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$

Avec :

A_t Droites $\alpha = 90^\circ$ $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \end{cases}$ Donc $k=1$ (flexion simple).

- $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3\text{MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$

D'où le volume relatif d'armatures vaut :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Section minimal d'armatures d'âme**

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t,\min} \right\}$.

✓ Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$

et Espacement maximal: $S_{t\max} = \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\}$.

V.3.4 Calcul des armatures longitudinale

Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

➤ Poutre principale

a) Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée

$$M_{u\max} = 65.14$$

$$M_{\text{ser}\max} = 47.28$$

⇒ $A' = 0$ ⇒ On utilise la méthode simplifié

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65.14 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.154$$

$$\mu_lu = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{\text{ser}}} = \frac{65.14}{47.28} = 1.38$$

$$\mu_lu = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.29$$

$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_lu = 0.29$: $A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0.275$: méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = (1 - 0.6 \times 0.154) = 28.59 \text{ cm.}$$

Calcul de la section d'acier :

$$A_c = \frac{Mu}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{65.14 \times 10^{-3}}{0.2859 \times 348} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On choisie un ferrailage de 3HA14+2HA14 = 7.7cm² avec st=12.5cm

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.9: Ferrailages longitudinaux des poutres liées et non liées aux voiles.

Zone	Travée ou appuis	M	A _{cal}	A _{min} BAEL cm ²	A _{min} Rpa cm ²	A _{max} rpa cm ²		Choix	A _{adpt}
						ZR	ZC		
Poutre Principal	M travée	65.136	6.54	1.14	5.25	63	42	3T14+2T14	7.7
	M sup	74.221	7.39					3T14+2T14	7.7
	M inf	29.042	2.7					3T16	6.03
PP Liée au voile	M travée	31.412	2.49	1.14	5.25	63	42	3T16	6.03
	M sup	203.294	3.31					3T25+2T20+T25	25.92
			24.45						
M inf	180.426	1.62	3T25+3T20	24.15					
Poutre secondaire	M travée	21.461	2.37	0.98	4.5	54	36	3T14	4.62
	M sup	53.761	6.35					3T14	4.62
	M inf	55.01	6.52					3T14	4.62
PS Liée au voile	M travée	1.911	0.2	0.98	4.5	54	36	3T14	4.62
	M sup	2.117	0.23					3T14	4.62
	M inf	1.08	0.12					3T14	4.62

V.3.5 Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

Selon le BAEL 91: art A5.1.22

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.St/ f_e$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

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

On adopter L'espaceur suivant : **St = 20cm.**

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

Diamètre de la section:

- Selon le RPA99/2003

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0.003 \times St \times b$**

L'espaceur maximal :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (h/4, 12\phi_i)$$

$$St \leq \min (35/4, 12\phi_i).$$

On prend: **St = 7cm**

zone courante : **St ≤ h/2.**

On prend: **St = 15cm**

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2.$$

Récapitulation

$$St \text{ adopt} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$$

Donc : on adopte les espaceurs suivants :

En zone nodale : **St = 7 cm.**

En zone courante : **St = 15cm.**

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8: $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$** (On aura deux cadres de diamètre Ø8).

V.3.6 Vérification

- 1) **Condition de non fragilité** : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire

$$\text{la condition suivante : } A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$A_t = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{PP}$$

$$A_t = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2 \quad \text{PS}$$

2) Vérification du cisaillement du béton

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Tableau V.10: Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (kN)	(MPa)	(MPa)	Observation
Poutres principale	30x35	82.82	0.79	3.33	Condition Vérifiée
PP liées aux voiles	30x35	317.77	3.03	3.33	Condition Vérifiée
Poutre secondaire	30x30	30.73	0.34	3.33	Condition Vérifiée
PS liées aux voiles	30x30	4.33	0.048	3.33	Condition Vérifiée

3) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{bc} = K \times y$: Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_s}{I}, \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]. \\ \frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \end{cases}$$

I : Moment d'inertie.

y : Position de l'axe neutre.

Tableau V.11: Contrainte de compression dans le béton.

Les poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄
PP	M appui	7.7	47.28	9.38	15	Condition Vérifiée
	M travée	7.7	25.78	5.12	15	Condition Vérifiée
PP Liée au voile	M travée	6.03	22.87	5	15	Condition Vérifiée
	M appui	25.92	6.15	0.81	15	Condition Vérifiée
PS	M appui	4.62	15.61	4.34	15	Condition Vérifiée
	M travée	4.62	14.46	3.85	15	Condition Vérifiée
PS Liée au voile	M appui	4.62	1.41	0.3	15	Condition Vérifiée
	M travée	4.62	0.93	0.2	15	Condition Vérifiée

Conditions de vérification

Vérification N°1 Influence de l'effort tranchant

Vérification N°2 Influence sur les armatures inférieures : $A_s \geq \frac{V_u - \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s}$

Vérification N°3 Vérification de la compression du béton : $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $a = \text{Min}\{\hat{a} ; 0.9d\}$, $\hat{a} = b$ (largeur de l'appui)

Vérification de l'adhérence : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.12: Influence de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (kN)	M _u (kN.m)	Vérification N°1 (cm ²)		Vérification N° 2 (MN)		Vérification N° 3 (MPa)	
				Condition Vérifiée		Condition Vérifiée		Condition Vérifiée
P.P	82.82	65.136	7.7>-5.36	Condition Vérifiée	82.82<780	Condition Vérifiée	1.22<3.15	Condition Vérifiée
P.S	30.73	21.461	6.03>-2.15	Condition Vérifiée	30.73<700	Condition Vérifiée	0.83<3.15	Condition Vérifiée
P.P.L.V	317.77	31.412	6.03>5.59	Condition Vérifiée	317.77<780	Condition Vérifiée	0.12<3.15	Condition Vérifiée
P.S.L.V	4.33	2.117	6.03>-0.12	Condition Vérifiée	4.33<700	Condition Vérifiée	0.118<3.15	Condition Vérifiée

Etat limite de déformation

- **Nécessité de calcul de la flèche**

Condition N°1 : $h/l \geq 1/16 = 0.0625$

Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

Condition N°3 : $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$ Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau

suivant :

Tableau V.13: Influence de l'effort tranchant.

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P. P(35x30)	0.77 > 0.0625	0.077 > 0.05	0.00814 < 0.0105	Condition Vérifiée
P. S(30x30)	0.096 > 0.0625	0.096 > 0.09	0.0095 < 0.0105	Condition Vérifiée
P.P.LV	0.77 > 0.0625	0.077 > 0.02	0.024 > 0.0105	Condition3 non Vérifiée
P.S.L.V	0.096 > 0.0625	0.096 > 0.06	0.0105 > 0.0067	Condition Vérifiée

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

comme la condition 3 de la poutre principale liée au voile n'est pas vérifiée il est nécessaire de calculer la flèche

V.3.7 Calcul de la flèche :

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3}$$

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

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + \eta \times A_s = 30 \times 35 + 15 \times 25.94$$

$$B_0 = 1439.1 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + \eta \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{30 \times 35^2}{2} + 15 \times 25.94 \times 31.5$$

$$S_{/xx} = 30631.65 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{30631.65}{1439.1} = 21.29 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 21.29 = 13.71 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène I_0

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} (21.29^3 + 13.71^3) + 15 \times 25.92 (13.71 - 3.5)^2$$

$$I_0 = 162799.9 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \times 100 : \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{25.92}{30 \times 31.5} \times 100 = 2.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{2.74 (2 + 3)} = 0.003$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.03 \times 240 + 2.1} = 0.881$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudié.

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fv} = 178607.82$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f_v = 0.63 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.63 \text{ cm} < \overline{f_v} = \frac{L}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

La flèche est vérifié

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveau, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- **Zone I** : E/S RDC étage
- **Zone II** : 1er , 2^{ème} étage
- **Zone III** : 3,4, 5^{ème} étage

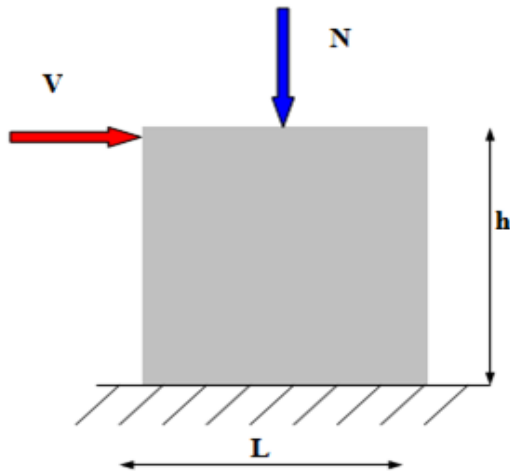


Figure V.2: Sollicitations des voiles

V.4.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le **BAEL 91** :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le **RPA 99 révisé 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.3 Recommandations de RPA

Armatures verticales

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimal de ces armatures sur toute la zone tendue est de 0,2%

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égal à 15cm.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

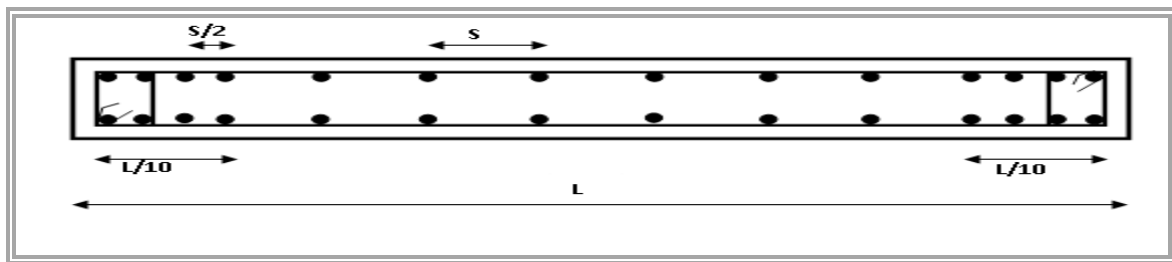


Figure V.3: Disposition de l'armature verticale dans le voile.

v.6.3.2 Armatures horizontales

- Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).

$$S \leq 30\text{cm.}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible et à 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges
- Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de reversement

$$\text{D'après le BAEL: } A_H = \frac{A_V}{4}$$

Armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile, elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.4.4 Calcul des sollicitations

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M.Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

S : Section transversale du voile.

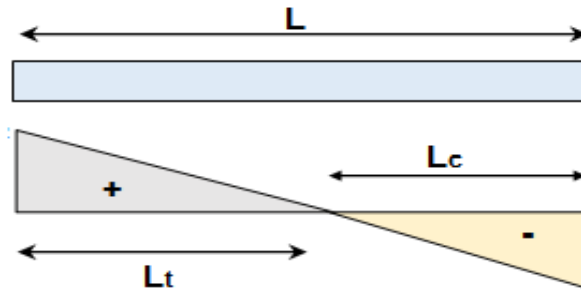


Figure V.4: efforts internes dans le voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

Y : bras de levier $Y = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie du voile

Avec :+

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \qquad A_v = \frac{F}{f_e}$$

Armatures minimales selon le BAEL

$$A_{min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_t 28}{f_e}, 0.005B \right)$$

Section partiellement comprimée

Vérification de la contrainte de cisaillement

• D'après le RPA

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_c$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec : } V=1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile =0.9.h

h : hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

On a aussi

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

V.4.5 Exemple de calcul: (voile Vx1)

Soit à calculer le ferrailage du voile de Vx1 en zone 2 :

Caractéristiques géométrique :

$$L = 2.56\text{m}, e = 20 \text{ cm}, V=V' = L/2 = 1.325 \text{ m}, I = 0.31 \text{ m}^4$$

✓ Sollicitations de calcul :

$$M_{\max} = 2306.89 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 695.13 \text{ KN}$$

$$V = 690.45 \text{ kN}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

$$S = e \cdot L = 0,2 \times 2,65 = 0,53 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = 11204 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -8506,4 \text{ kN/m}^2$$

On remarque qu'on a deux valeurs de contraintes différentes, une de traction et l'autre de compression, donc la longueur tendue L_t obéit à la loi suivante :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 1,144 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = 2530,16 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 6,45 \text{ cm}^2$$

✓ Armature minimale

1) Vérifications vis à vis du **BAEL 91** et **RPAV2003** (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = \max (A_{\min \text{ RPA}} = 2\% b L_t, ; A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{B * f_{t28}}{f_e})$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 2 \times 0,52 \times 0,20 / 100 = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 34,32 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3** du **RPA99V2003**

Zone d'about : 1,144 cm Avec $St = 10 \text{ cm}$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Zone courante : 1.506 cm Avec St = 20cm

✓ Armature horizontale

D'après le **BAEL91**: $A_H = A_V/4 = 8.75 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA** : $A_h = 0,15\% B = 0.15\% \times 0.52 = 7.8 \text{ cm}^2$

✓ Armature transversale

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : **4HA8**

2) Vérification des contraintes au cisaillement

➤ Selon le **BAEL91 modifié 99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Selon le **RPA99 modifié 2003**

$$\tau_b = 3.15 \text{ Mpa} \text{ Avec : } \tau_b = 1.4 \tau_u$$

$$\tau_b = 3.15 \text{ Mpa} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.6 Vérification à L'ELS:

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = 1.24 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.7 Résultats de ferrailage

Les résultats de calcul de ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Voile (Vx1) L=3.1 m

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V14.: Ferrailage des voiles de 3.1

Vx1			
Zone	1	2	3
L(m)	2.65	2.75	2.8
b(m)	0.20	0.2	0.2
I(m ⁴)	0.31	3.4	3.6
S(m ²)	0.52	0.55	0.56
Y(m)	1.325	1.375	1.4
M(kN.m)	2306.89	667.35	413.31
N(kN)	714.71	-615.75	-92.43
σ_b (kN/m ²)1	11204	-3653.17	-1711.51
σ_a (kN/m ²)2	-8506	1454.07	1384.90
Lt(m)	1.144	2.00	1.56
T(kN)	1658.80	731.67	267.72
AS _{cal} (cm ²)	34.32	21.04	7.70
AS _{rpa} (cm ²)	4.57	8.01	6.26
A _{min} (cm ²)	7.8	8.40	8.49
A _{vmax} (cm ²)	35.32	21.04	8.49
A _{v/lit}	22.37	14.70	7.68
barre courant	6T12	6T12	6T12
barre about	30T12	18T12	16T12
St _{courant} (cm)	20cm	20cm	20cm
St _{about} (cm)	10cm	10cm	10cm
A _{v adopté/lit} (cm ²)	33.93	20.36	18.055
A _h (cm ²)	8.3	7.19845	4.51375
A _{min} (cm ²)	7.8	8.33	8.49
Choix	14T12/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe
A _{adoptée} (cm ²)	31.65	21.98	21.98
Espacement (cm ²)	20 cm	20 cm	20 cm
A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/m		

V.4.8 Les vérifications

V.4.8.1 Contraintes de cisaillement :(RPA 99 /V2003Art7-7-2)

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Vérification des contraintes

	Voile	Vx1	
	Vu [kN]	695.13	
BAEL	$\tau_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$	2.250899	Condition Vérifiée
RPA	$\tau_b \leq 5 \text{ Mpa}$	3.151259	Condition Vérifiée

V.4.8.2 Vérification des contraintes normales de compression à l'ELS

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Tableau V1.7.: Vérification de la contrainte de compression à l'état limite de service

Voile	N_{ser} (kN)	A (m ²)	B (m ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Condition
Vx1	650.543	0.008927	0.53	1.23519685	15	Vérifiée

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle important dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économique est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments de l'ouvrage.

Il est à noter que le ferrailage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

VI.1 introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus général, un élément porteur de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

VI.2 Etude De Sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol bien détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Selon l'information donnée par le bureau d'étude, une étude préalable du sol a donné la valeur de **1,50 bar** comme contrainte admissible du Sol.

VI.3 Type des fondations :

Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol de bonne capacité portante se trouve à une faible profondeur de la surface. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

Fondations semi-profondes : elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur moyenne du sol cas des puits

Fondations profondes : elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur important de la surface du terrain.. La transmission des efforts est assurée par d'autres éléments, cas des semelles sur pieux.

VI.4 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes ou le radier.

En fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de fondation convenable :

1. Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit un poteau le plus sollicité et on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$$

Et puisque notre structure contient des voiles périphériques donc il est inutile de faire la vérification pour les semelles isolées.

2. Semelle filante

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 36713.63 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ kPa}$$

$$36713.63 / 150 = 244.75 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bât} = 458.6 \text{ m}^2$.

Le pourcentage de la surface des semelles par rapport à la surface d'emprise de l'ouvrage est :
(244.75/458.6) x 100 = 53%

- ❖ La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à adopter un radier général.
- ❖ Ce type de fondation présente plusieurs avantages à savoir :
 - L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
 - La réduction des tassements différentiels.
 - La facilité d'exécution.

VI.4 Etude du radier général nervuré

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

.Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.5\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 56.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité longitudinale du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ kN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.67 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

VI.4.2 Condition de coffrage

✓ pour des nervures

La hauteur de la poutre et donne par la formule suivante

$$H_{\text{nervure}} \geq L_{\max} / 10 = 45$$

Soit : $h_N = 100 \text{ cm}$

$$b \geq h_N / 2 = 100 / 2 = 50 \text{ cm}$$

$b = 50 \text{ cm}$

✓ pour la dalle

Figure VI.1 schéma de radier

$$H_{\text{dalle}} \geq L_{\text{max}} / 20 = 23.5 \quad H_t = 50 \quad \text{cm}$$

Nous adoptons un radier nervuré de dimensions :

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

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

Surface minimale de radier

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 458.6 \text{ m}^2$.

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$d \text{ (débord)} \geq \max (h / 2 ; 30M)$$

On adopte un débord de 50 cm

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 502.43 \text{ m}^2$$

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

$$N_u = 36713.61 \text{ KN}$$

$$N_s = 26786.57 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{adm}} = 178.57 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq N_u / 1.336 \sigma_{\text{adm}} = 184.03 \text{ m}^2$$

VI.4.3 Vérifications

Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.
D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h. \quad ; \quad b = 1 \text{ m.}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.5m

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}; d = 0,9h_r. \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2}; \\ q = \frac{N}{S_{radier}}. \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Donc 0.18MPa < 1.66MPa

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

h > 0.0361m

L'épaisseur du radier est $h_r = 0.50$ m est vérifiée vis-à-vis du cisaillement

Vérification au poinçonnement :

D'après CBA93 [A.5.2.4]

Le poinçonnement est causé par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°,
La vérification se fait pour le voile et le poteau les plus sollicités par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Sous voile:

$N_u = 4983.17$ KN

$$\mu_c = 2(L + b + 2h) = 2(0.2 + 3.1 + 2) = 10.6\text{m}$$

$$N_u < 0.045 \times 10.6 \times 1 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5}$$

$N_u = 7950$ kn

7950kn > 4983.17kn condition vérifié

Sous poteau

$N_u = 1172.57$ KN

$$\mu_c = 2(L + b + 2h) = 2(0.55 + 0.55 + 2) = 6.2\text{m}$$

$$N_u < 0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5}$$

$N_u = 4650$ kn

4650kn > 1172.57kn condition vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées donc la résistance au cisaillement est vérifiée.

VI.4.4 Caractéristiques géométriques

➤ Du radier

1. Centre de masse du radier

$$(X_r ; Y_r) = (12.35; 10.175) \text{ m}$$

2)-Inertie du radier

$$I_{xx} = 13877.11 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 25554.89 \text{ m}^4$$

➤ De la structure

- centre de masse de la structure :

$$(X_G ; Y_G) = (11.726 ; 8.94) \text{ m}$$

Excentricité

$$e_x = |X_r - X_s| = 1.235 \text{ m.}$$

$$e_y = |Y_r - Y_s| = 0,624 \text{ m.}$$

VI.4.5 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quelque soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

-N : Effort normal dû charges verticales.

-M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales : $M = N \times e$

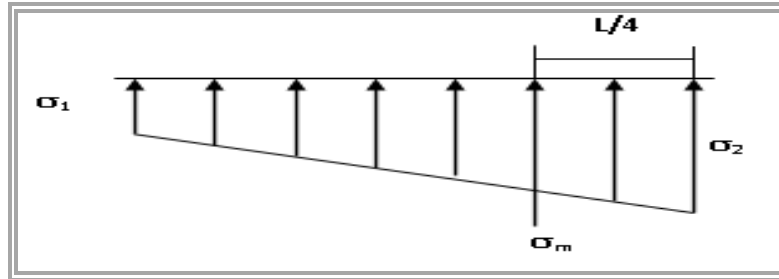


Figure VI.2 :Schéma statique de contraintes de radier

Tableau VI.1: Vérification des contraintes sous le radier.

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (kN)	36713.61	36713.61	26786.57	26786.57
M (kN.m)	45341.3	22909.3	33081.41	16714.82
y (m)	12.35	10.175	12.35	10.175
I (m⁴)	13877.11	25554.89	13877.11	25554.89
σ1(kN/m²)	113.48	82.25	82.8	60
σ2(kN/m²)	32.77	64	23.92	46.7
σ_{moy}(kN/m²)	93.3	77.69	68.08	56.675
σ_{adm} (bar)	199.5	199.5	150	150
	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Vérification du soulèvement

Tableau VI.2: Vérification de soulèvement

	0,8G±E		G + Q + E	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (kN)	18486.7	18486.7	26786.57	26786.57
Metabs	45627.82	46246	45627.82	46246
V(m)	12.35	10.175	12.35	10.175
I (m⁴)	13877.11	25554.89	13877.11	25554.89
σ1(kN/m²)	77.42	55.23	93.96	71.77
σ2(kN/m²)	-3.78	18.41	12.76	34.95
σ_{moy}(kN/m²)	57.12	46.03	73.66	62.57
σ_{adm}(bar)	150	150	150	150
	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

◆ Vérifications de la stabilité au renversement

D'après le **RPA article 10.1.5**, le radier reste stable si :

$$e = M/N \leq L/4$$

e : excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment dû au séisme

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Vérification de la stabilité.

Sollicitations	0,8G ± E		G+Q± E	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N [kN]	18486.7	18486.7	26786.57	26786.57
M [kN.m]	45627.82	46246	45627.82	46246
M/N [m]	2.46	2.5	1.7	1.73
B/4 [m]	5.925	4.91	5.925	4.91
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux directions.

VI.5 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures qui lui transmettent les réactions des efforts supportés par la superstructure.

VI.5.1 Ferrailage de la dalle pleine de radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles et les poteaux de l'ossature. Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**. Le ferrailage est calculé en flexion simple en considérant la fissuration préjudiciable.

Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

Les moments dans les dalles sont calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

→ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

→ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Avec $q = N/S_{\text{raddier}}$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu sur plusieurs appuis (panneau intermédiaire)

→ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$, $M_{ty} = 0.75M_y$)

→ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$, $M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

→ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$)

→ Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x$, $M_{ty} = 0.3M_y$)

Calcul de α :

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$
$$\alpha = \frac{350}{450} = 0.77$$

$\alpha = 0.77 \geq 0.4$ → Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension est supérieur à « **0.4** ». Le panneau porte dans les deux sens.

Calcul de μ_x et μ_y :

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le **BAEL** :

ELU

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.06$$

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.55$$

ELS

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^5)} = 0.065$$

$$\mu_y = \alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) = 0.64$$

Calcul des moments isostatiques M_{ox} et M_{oy}

À ELU

$$M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2$$

Donc :

$$M_{ox} = 0.06 \times 73.13 \times 4.5^2 = 88.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 88.86 \times 0.55 = 48.87 \text{ kN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier.

Sens	Sens-X		Sens-Y	
ZONE	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mu[kN.m]	44.43	66.65	24.44	36.65
A cm²	2.86	4.31	1.57	2.36
Amin (BAEL)[cm²]	6.03	6.03	6.03	6.03
A adopté[cm²]	10.05	10.05	10.05	10.05
Ferrailages	5T16	5T16	5T16	5T16

Pourcentage minimal

_ Suivant le petit côté : $A_{y \min} \geq 8h_o = 3.2 \text{ cm}^2$

_ Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq 8h [(3- \alpha)/2] = 3.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **BAEL 91**

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

_ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.ft_{28}/f_e = 6.03 \text{ cm}^2$$

Exemple de calcul

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire, pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.5) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.0231$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0231})$$

$$\alpha = 1.22$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.511$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{d \times \beta \times f_{sd}} = \frac{66.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.511 \times 348} = 3.78 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de 5HA16 = 10.05 cm²

Espacement maximal

Sens X-X :

$$St \leq \min \{3h = 120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sens Y-Y :

$$St \leq \min \{4h = 160 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 .$$

Donc :

$$M_{0x} = 0.065 \times 73.13 \times 4.5^2 = 96.25 \text{ kN.ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 96.25 \times 0.64 = 61.6 \text{ kN.ml}$$

Vérification des contraintes

Dans le béton :

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

Les contraintes de compression dans le béton et les contraintes dans l'acier doivent vérifier leur contrainte limite.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

Tableau VI.5: Vérification des contraintes

Sens	sens-x		sens-y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mser	48.12	72.19	30.8	46.35
$\sigma_{bc} [MPa]$	2.76	4.15	1.77	2.66
$\bar{\sigma}_{bc} [MPa]$	15	15	15	15
$\sigma_s [MPa]$	130.72	197.86	84.41	127.03
$\bar{\sigma}_s [MPa]$	201.6	201.6	201.6	201.6

VI.5.2 Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50cm$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1m, h=50cm$, $q_u=164.65kN, L=0.5m$, $d=0.9 \times h$

-Calcul à L'ELU :

- Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$M_{max} = q_u l^2 / 2 = 73.13 \times 0.5^2 / 2 = 9.14 \text{ KN.m}$$

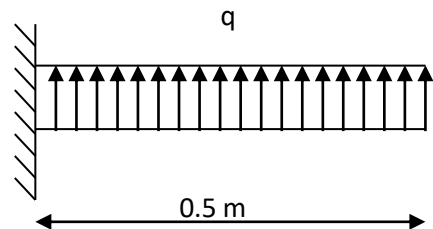


Figure VI.3 : Schéma statique de débord de radier

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celui du panneau lié au radier M_t ce qui nous donne des armatures plus faibles que celle obtenues aux appuis de rive. De ce fait, nous proposons de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier

VI.5.3 Ferrailage des poutres (nervures)

a) Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T

Avec :

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

b_1 : Largeur à prendre en compte de chaque coté de la nervure ne doit pas dépasser :

- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.

- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives

$-8h_0$

Sens longitudinal :

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (350/10 ; 350/2)$$

$$b_1 = 35 \text{ cm}$$

Donc : b = 120 cm

Sens transversal :

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (450/10 ; 450/2)$$

$$b_1 = 40 \text{ cm} \text{ Donc : } b = 130 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

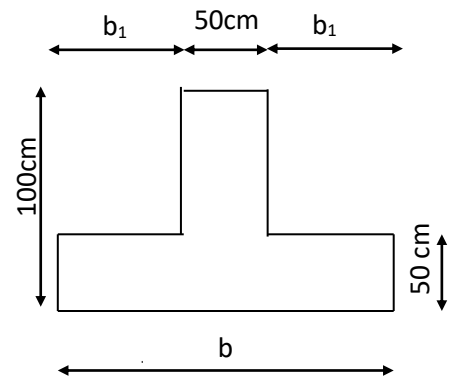


Figure VI.4 : dimension de radier

Le calcul de la section d'armature est fait par le biais du logiciel **EXPERT BA**

Tableau VI.6: Ferrailage des nervures longitudinales et transversales.

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	ELU		ELU	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN.m)	74.93	51.55	108.8	39.18
As(cm²)	6.4	6.4	6.4	6.4
A_{min}(cm²)	5.43	5.43	5.43	5.43
choix des barres	4T16	4T16	4T16	4T16
A_{adop}(cm²)	8.04	8.04	8.04	8.04

Récapitulation : le ferrailage adopté est celui de l'état limite de service

b) Les vérifications :

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 200.35 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.45 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{ 100/35, 130/100, 16 \text{ mm} \} = 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement

➤ D'après l'**RPA** les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_t \right) = \min(27.5, 120) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

➤ D'après le **BAEL**, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(15 \phi_{Lmin}, 40 \text{ cm}, a+10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Chapitre VI : calcul d'infrastructure

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \quad \text{en zone corante}$$

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{en zone nodale}$$

Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta k (d-y) \leq (\sigma_{1s} [\text{MPa}])$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens Y-Y

Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	80.49	8.04	1.15	134.95	15	201.6	Condition Vérifiée
Travée	29.7	8.04	0.42	49.79	15	201.6	Condition Vérifiée

Sens X-X

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).

Zone	M _{ser} [MN.m]	A _{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	55.4	8.04	0.8	92.88	15	201.6	Condition Vérifiée
Travée	38.1	8.04	0.55	63.87	15	201.6	Condition Vérifiée

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Cette expérience nous a sensibilisé sur le coté pratique du domaine et de faire la concordance avec le coté théorique.



Bibliographie :

➤ Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Cours et mémoires

- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de « Résistance des matériaux » 3^{ème} année.
- Cours de «conception technique de construction » master 1.

➤ Logiciels

- ETABS 9.7.0..... Analyse des structures.
- AUTOCAD 2016.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- SOCOTEC calcul des ferrailages.
- EXPERT BA calcul des ferrailages.