

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

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème



**ETUDE D'UN BATIMENT R+8+ENTRE SOL A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILE-PORTIQUE)**



Réalisé par :

Mr. Zatout Ferhat

Mr. Tahi Abderahim

Mr. Kerkour Slimane

Encadré par :

M^{me}. Arezki.S

Jury :

Mr. Boukellouda

M^{me}. Ourabah

PROMOTION 2012-2013



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Remerciement

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} AREZKI d'avoir acceptée de nous guider dans ce travail.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

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



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	01
I.2. présentation de l'ouvrage.....	01
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux et contraintes admissibles.....	02

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. 1.Introduction.....	06
II. 2.Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	06
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.4. Les poteaux.....	18
II.5. Conclusion.....	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III. 1. Les planchers.....	29
III. 2. Étude de l'acrotère	63
III. 3. Etude des escaliers.....	69
III. 4. Etude de la poutre palière	79
III. 5. Etude de la dalle d'ascenseur.....	89

Chapitre IV : Etude Dynamique

VI.1.Introduction.....	97
VI.2.méthodes de calcul.....	98
VI.3. Description du logiciel ROBOT	103
VI.4. Disposition des voiles	104
VI.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	105
VI.6. Justification de l'interaction voiles portiques	107
VI.7. Vérification de l'effort normal réduit	108
VI.8. Vérification de la résultante des forces sismiques	109
VI.9. Calcul des déplacements	109
VI.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	110
VI.11. Conclusion	111

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	113
V.2.Etude des poteaux	113
V.3.Etude des poutres.....	125
V.4.Etudes des voiles	133

Chapitre V I: Etude de l'infrastructure

VI.1.introduction.....	139
VI.2.choix de type de fondations	139
VI.3.Pré dimensionnement du radier	141
VI.4.Ferraillage du radier.....	146
VI.5.voile périphérique.....	157
VI.6. Conclusion	161

Chapitre V II : Plans de coufrages

VII.1.introduction.....	162
VI.2. Conventions de représentation et de repérage	162
VI.3. Cotation des plans de coffrage.....	163

CONCLUSION GENERALE

Bibliographie

Annexes

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 Diagramme contraintes déformations de l'acier	04
Figure II.1 Vue en plan	06
Figure II.2 Coupe d'un plancher à corps creux	07
Figure II.3 Coupe transversale d'une Poutrelle	07
Figure II.4 Dalle sur trois appuis	09
Figure II.5 Dalle sur 1 seul appui (balcon)	09
Figure II.6 coupe de l'acrotère	09
Figure II.7 Schéma général d'un escalier	10
Figure II.8 Schéma de l'escalier	11
Figure II.9 Schéma statique de l'escalier	12
Figure II.10 Schéma de l'ascenseur	13
Figure II.11 Coupe verticale d'un voile	15
Figure II .12 Surface afférente du poteau P1.....	19
Figure II .13 Descente charge	20
Figure II .14 Surface afférente revenante au poteau P2	22
Figure III .1 Schéma du 1 ^{er} type de poutrelle	29
Figure III .2 Schéma du 2 ^{ème} type de poutrelle	29
Figure III .3 Evaluation des efforts tranchants	32
Figure III .4 Diagramme des moments fléchissant	34
Figure III .5 Diagramme de l'effort tranchant	35
Figure III .6 Section d'une poutrelle à ferrailer	38
Figure III .7 schéma de ferrailage des poutrelles	50
Figure III .8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	51
Figure III .9 Schéma d'une dalle sur trois appuis	52
Figure III .10 Schéma du ferrailage d'une dalle sur trois appuis	60

Figure III .11	Dalle sur un seul appui	61
Figure III .12	Schéma statique de la dalle sur un seul appui	61
Figure III .13	Section de la dalle pleine à ferrailer	61
Figure III .14	Schéma de ferrailage de la dalle	62
Figure III .15	Dimension de l'acrotère	63
Figure III .16	Schéma statique de l'acrotère	64
Figure III .17	Schéma de ferrailage de l'acrotère	69
Figure III .18	Schéma statique de l'escalier	69
Figure III .19	Schéma des sollicitations de l'escalier	71
Figure III .20	Schéma de la section de ferrailage de l'escalier	72
Figure III .21	Schéma de ferrailage de la volée	79
Figure III .22	Schéma statique de la poutre palière	79
Figure III .23	Schéma de ferrailage de la poutre palière	89
Figure III .24	Cage d'ascenseur	90
Figure III .25	Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact	91
Figure III .26	Schéma du ferrailage de la dalle du locale de machine	96
Figure IV.1	Vue en 3D de la modélisation par ROBOT	97
Figure IV.2	Spectre de réponse	103
Figure IV.3	disposition des voiles	104
Figure IV.4	1 ^{er} mode de déformation	106
Figure IV.5	2 ^{ème} mode de déformation	106
Figure IV.6	3 ^{ème} mode de déformation	106
Figure V.1	La zone nodale	114
Figure V.2	Section du poteau le plus sollicité	120
Figure V.3	Longueur de recouvrement des poteaux	121
Figure V.4	Dispositions constructives des portiques	126
Figure V.5	Longueur de recouvrement des poutres	127

Figure V.6 Schéma de la Zone nodale	129
Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres	133
Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile V_x	137
Figure VI.1 schéma de la semelle isolée	140
Figure VI.2 schéma de la semelle filante sous portique	140
Figure VI.3 dimension du radier	142
Figure VI.4 Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	143
Figure VI.5 Dalle sur quatre appuis	146
Figure VI.6 la section a ferrailé	147
Figure VI.7 Schéma de ferrailage du radier	150
Figure VI.8 Sollicitations sur les nervures longitudinales	152
Figure VI.9 : Sollicitations sur les nervures transversales	152
Figure VI.10 Section à ferrailer	153
Figure VI.11 Schéma statique du débord	155
Figure VI.12 Schéma de ferrailage de la nervure suivant X-X	156
Figure VI.13 Schéma de ferailage de la nervure suivant Y-Y	156
Figure VI.14 diagramme des contraintes dans le voile périphérique	158
Figure VI.15 schéma de ferrailage de voile périphérique	160

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Evaluation des charges de l'acrotère	10
Tableau II.2 Evaluation des charges de l'ascenseur	13
Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II.4 Evaluation des charges du plancher étages courants et RDC	16
Tableau II.5 Evaluation des charges du plancher dalles pleines	16
Tableau II.6 Evaluation des charges des murs extérieurs	17
Tableau II.7 Evaluation des charges des murs intérieurs	17
Tableau II.8 Evaluation des charges du palier	17
Tableau II.9 Evaluation des charges sur les volées	18
Tableau II.10 Sections préalables des poteaux	19
Tableau II.11 Poids des éléments de poteau P1	19
Tableau II.12 La descente de charge revenant au poteau P1	21
Tableau II.13 Poids des éléments de poteau P2.....	23
Tableau II.14 La descente de charge revenant au poteau P2	23
Tableau II.15 Efforts normaux dans les deux poteaux	25
Tableau II.16 Vérification des poteaux à la compression simple	26
Tableau II.17 Vérification des poteaux au flambement.....	27
Tableau III.1 Les différentes charges	30
Tableau III.2 Les moments isostatiques dans les différentes travées	33
Tableau III.3 Sollicitations de la poutrelle type1 dans le plancher	36
Tableau III.4 Sollicitations de la poutrelle type2 dans le plancher étages courants	37
Tableau III.5 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	37
Tableau III.6 Ferrailage des poutrelles	48
Tableau III.7 vérifications des contraintes dans le béton	48
Tableau III.8 Vérifications des états limites de déformation	49

Tableau III.9 Calcul des sollicitations de la dalle pleine sur trois appuis	53
Tableau III.10 Le ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	54
Tableau III.11 Vérification des contraintes de compression dans le béton	55
Tableau III.12 Etat limite d'ouverture des fissures	56
Tableau III.13 Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1	61
Tableau III.14 Vérification des contraintes	62
Tableau III.15 Calcul de combinaison d'action.....	64
Tableau III.16 Résultat de ferrailage de l'escalier	73
Tableau III.17 Vérification des contraintes de compression dans le béton	75
Tableau III.18 Les sections de ferrailage de la poutre palière	82
Tableau III.19 Ferrailage de la dalle du local machine de d'ascenseur	93
Tableau III.20 Vérification des contraintes	95
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	100
Tableau IV.2 période de vibration et taux de participation massique	105
Tableau IV.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles	107
Tableau IV.4 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	108
Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	108
Tableau IV.6 vérification de la résultante des forces	109
Tableau IV.7 Vérification des déplacements	110
Tableau IV.8 vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$	111
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	114
Tableau V.2 Résumé des sollicitations dans les poteaux	116
Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	116
Tableau V.4 Les Armatures transversales dans les poteaux	117
Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime	119
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton	120
Tableau V.7 vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	121

Tableau V.8 Zones nodales dans les poteaux	122
Tableau V.9 Schéma de ferrailage des poteaux	126
Tableau V.10 les sollicitations les plus défavorables dans les poutres	126
Tableau V.11 Les armatures longitudinales dans les poutres	127
Tableau V.12 Vérification de la section minimale	128
Tableau V.13 Vérification des contraintes tangentielles	129
Tableau V.14 Moments résistants dans les poteaux	130
Tableau V.15 Moments résistants dans les poutres	130
Tableau V.16 Vérification des zones nodales	131
Tableau V.17 Vérification de l'état limite de compression du béton	132
Tableau V.18 Ferrailage du voile V_x	136
Tableau V.19 Ferrailage du voile V_y	137
Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrailage du radier	148
Tableau VI.2 Résumé des résultats (vérification des contraintes)	150
Tableau VI.3 Résumé des résultats (ferrailage de la dalle)	150
Tableau VI.4 Résumé des résultats (vérification des contraintes)	150
Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	152
Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal	153
Tableau VI.7 Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier	153
Tableau VI.8 vérification des contraintes des nervures de radier	154
Tableau VI.9 Résumé des résultats de Ferrailage des débords	155
Tableau VI.10 Section des armatures du voile périphérique	159
Tableau VI.11 vérification des contraintes pour le voile périphérique	160

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de réaliser des constructions parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur en génie civil option « matériaux structures » il est prévu de procéder à l'étude génie civil d'un ouvrage prenant en compte les aspects et le règlement parasismique régissant la région de l'implantation de cet ouvrage.

L'étude que nous avons entreprise a trois objectifs :

- Approfondir nos connaissances dans le domaine du Génie Civil.
- Effectuer un travail en quasi-autonomie, équivalent à un niveau d'ingénieur.
- Rédiger un document clair et synthétique, exploitable par des professionnels.

Nous nous attachons dans ce projet à présenter l'ensemble de notre étude et notamment la démarche qui nous a amenés jusqu'aux résultats, nous commencerons par une présentation du projet ensuite le pré dimensionnement des éléments et la descente des charges, puis l'étude des éléments secondaires. À la suite de cela on peut entreprendre la modélisation de la structure sur logiciel et l'étude dynamique; une étape très importante qui nous permettra de traiter les éléments structuraux et l'infrastructure. Enfin nous allons résumer le gros du travail dans les plans de coffrage et on terminera par des conclusions de l'étude.

I.1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un entre sol, un RDC et 08 étages à destination d'habitation (R+8+entre sol), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Robot structural analysis (Version 2013) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de C.B.A 93.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un entre sol, d'un rez-de-chaussée et de 08 étages, dont les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan-----21.50m.
- Largeur en plan-----8.70m.
- Hauteur du entre sol-----4.50m.
- Hauteur du RDC et étage courant-----3.06m.
- Hauteur totale-----32,04m.

I.2.1. Caractéristiques des éléments de l'ouvrage :

a) Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

b) Le Plancher :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

c) La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC aux huit étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

d) Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux et contraintes admissibles :

Le béton et les aciers seront conformes aux règles de calcul (BAEL).

I.3.1. Béton :

1. Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment.
2. Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

3. La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BAEL91})$$

$$\text{pour } j = 28 \text{ jours on a } : f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times (25) = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

4. Contraintes limites de compression :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{C.B.A } 93, \text{A.4.5.2}) \quad \gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1.15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Tel que : θ est le coefficient d'application des actions considérées :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures.} \\ 0.95 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$f_{bu} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.B.A } 93, \text{A.4.5.2})$$

5. Contrainte ultime de cisaillement (τ_u)

Elle est limitée par : $\tau < \tau_{adm}$.

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$.

- Fissuration nuisible ou très nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

6. Module d'élasticité

- *A court terme*

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad \dots \dots \dots (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- *A long terme*

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

I.3.2. Acier :

L'acier choisi pour les armatures dans notre projet est un acier à haute adhérence HA FeE400 Type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPA}$
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

1. Contraintes limites des aciers :

Etat limite ultime « ELU » : (C.B.A 93 A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Situations durables).}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Situations accidentelles).}$$

Etat limite de service « ELS » : (C.B.A 93 A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- ✓ Fissuration peu nuisible: aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = m i \{2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_t}\}$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = m i \{1/2 f_e; 90\sqrt{\eta f_t}\}$.

2. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

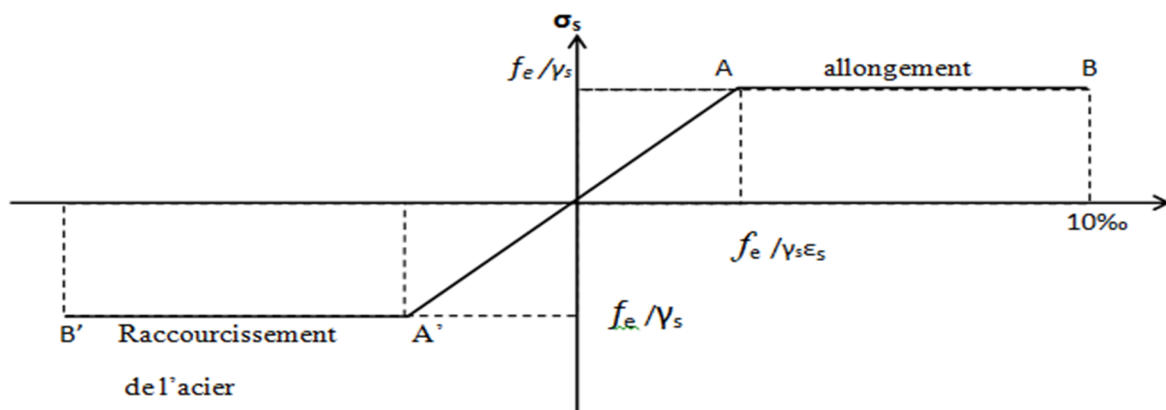


Fig I.1 : Diagramme contraintes déformations.

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

II. 1.Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage.

L'objectif du prédimensionnement 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. Dans notre projet on distingue deux types d'éléments à pré-dimensionner :

- Eléments structuraux: poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 (révisés en 2003), le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Prédimensionnement des éléments

II.2.1. Eléments secondaires

II.2.1.1. Les Planchers

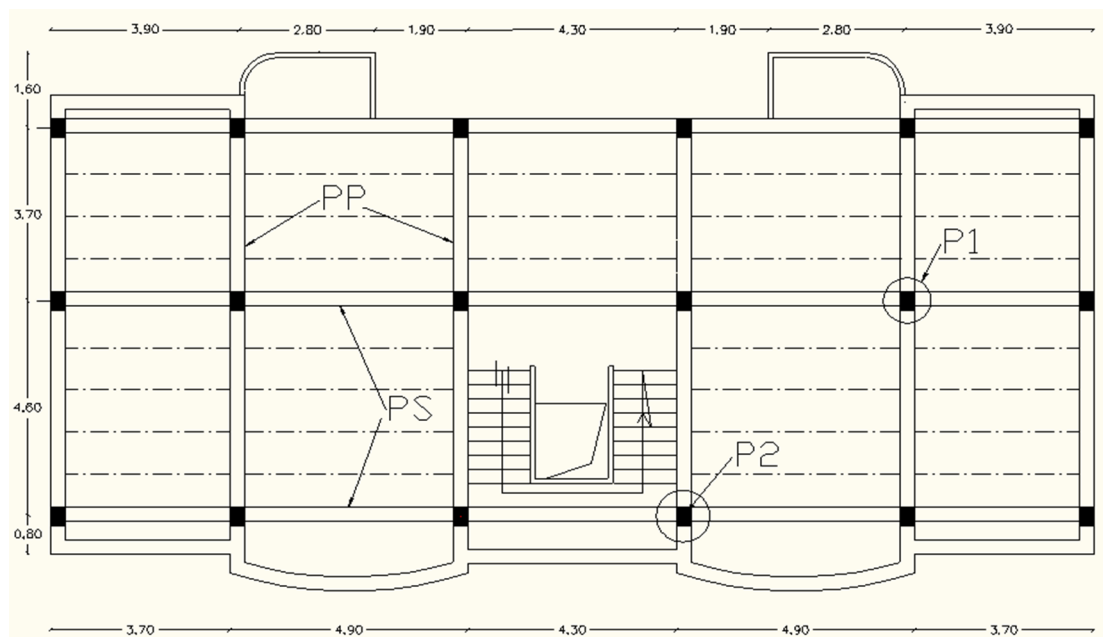


Fig II.1. Vue en plan.

a) Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est une partie horizontale de la construction qui sépare deux niveaux d'un bâtiment et capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

La hauteur totale du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée, dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19,11 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 16 + 4$) = 20 cm

- $h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

Le plancher est constitué de corps creux, de poutrelles, treillis soudé, et dalle de compression (figure II.2.).

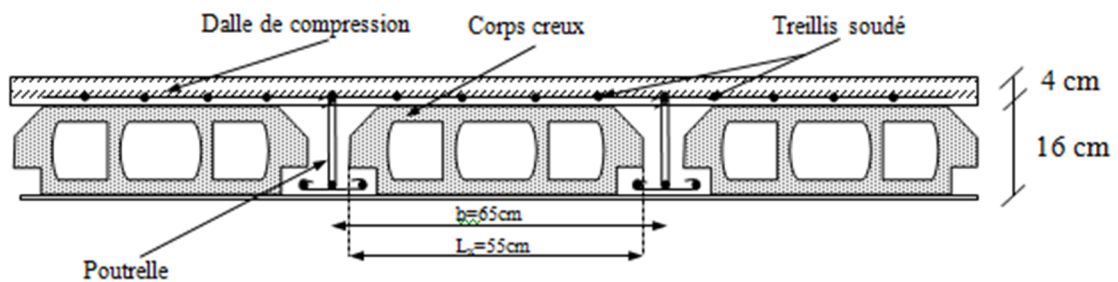


Fig II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.

a.1. Poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T dont la hauteur totale est égale à :

$$h_t = h_{cc} + h_0 = 20 \text{ cm}$$

La dalle de compression à prendre est définie par

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{BEAL 91}$$

Avec :

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

L_y : distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles ($L_y = 340 \text{ cm}$).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

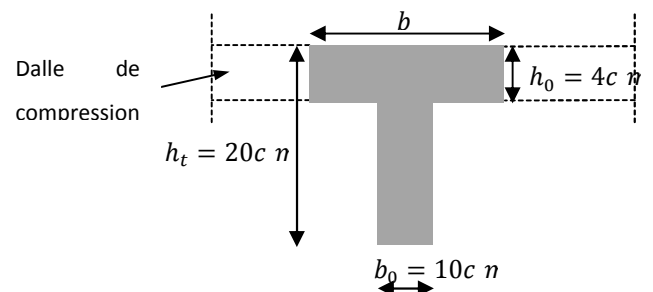


Fig II.1 : Coupe transversale.

$$(0.4 ; 0.6)h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{ cm}$$

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

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{340}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

On prend : $b = 65\text{cm}$.

b) Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, murs ou voiles.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

Résistance à la flexion

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

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

Résistance au feu(CBA93).

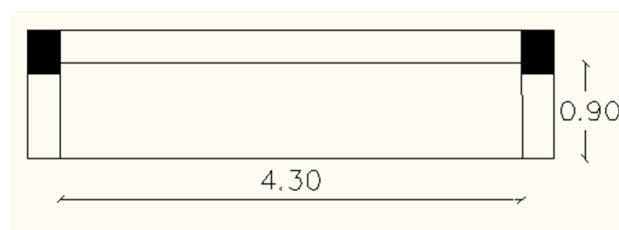
- $e \geq 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Isolation phonique $e \geq 13\text{ cm}$(CBA93).

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons.

On distingue deux types :

b.1. Dalle sur trois appuis (balcons)



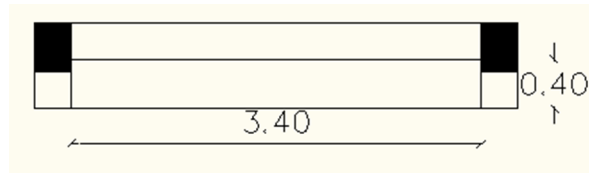


Fig II.4 : Dalle sur trois appuis.

On prend les dimensions du panneau le plus sollicité : $L_x=0.90\text{m}$; $L_y = 4.30\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{90}{50} < e < \frac{90}{40} \Rightarrow 1.8 < e < 2.25 \Leftrightarrow e = 2\text{cm}.$$

b.2. Dalle sur 1 seul appui (en console)

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5 \Leftrightarrow e = 7\text{cm}.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le prédimensionnement se fera selon la condition d'isolation phonique $e \geq 13\text{cm}$, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 14\text{cm}$

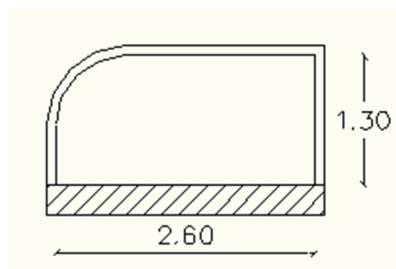


Fig II.5 : Dalle sur 1 seul appui (balcon).

II.2.1.2. Prédimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et à une force sismique horizontale définie par le RPA 99 version 2003. Son rôle principal est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

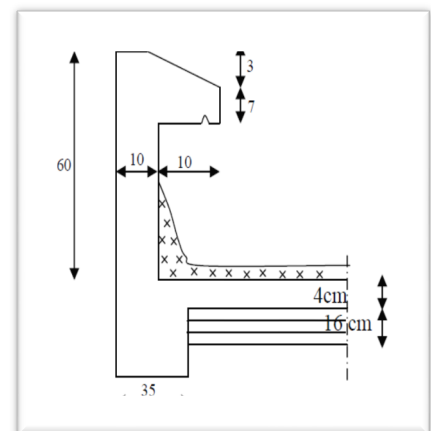


Fig II.6 : coupe de l'acrotère.

Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1 : Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur(cm)	Surface(m ²)	Densité(kn/m ³)	poids(kn/m)
Les poids propre de l'acrotère	10	0.0685	25	1.71
Enduit de ciment intérieur	2	0.01	20	0.2
Enduit de ciment extérieur	2	0.012	20	0.24
Charge permanente totale	G=2.15kn/ml			
Charge d'exploitation	Q=1kn/ml			

II.2.1.3. Prédimensionnement des escaliers

a) Terminologie

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches et contremarches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

Fig II.7 : Schéma général d'un escalier.

b) Types d'escaliers

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier qui est un escalier à deux volées contrariées.

c) Prédimensionnement des escaliers

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

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$\bullet \quad g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

$n-1$: nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

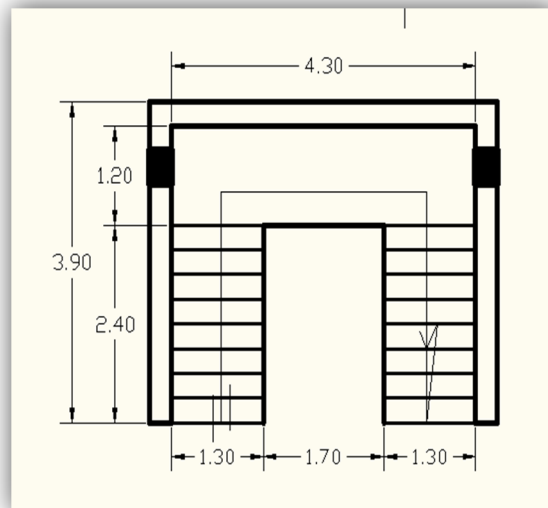
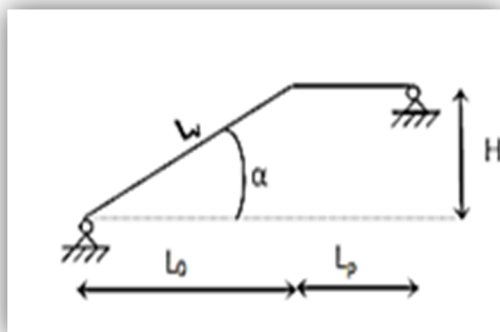


Fig II.8 : Schéma de l'escalier.

c.1. Epaisseur de la pailasse

- La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.
- L_v : longueur de la volée.
- L_p : longueur du palier.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 0.50 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 3.34 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{334}{30} \leq e \leq \frac{334}{20} \Rightarrow 11.13 \text{ cm} \leq e \leq 16.7 \text{ cm}$$

Donc : pour deux heures de coupe-feu.....e \geq 11cm

On prend : e=14cm

c.1.Calcul du nombre de marches et de contre marches

On a : $L_0 = 240$ cm ; $H = 153$ cm.

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

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8.**

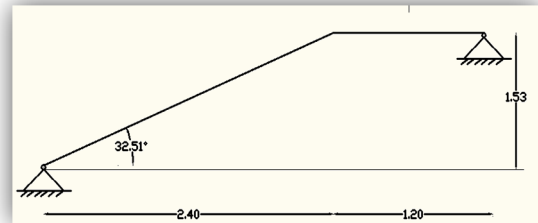


Fig II.9 : Schéma statique de l'escalier.

c.2.Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

Donc on obtient :

- Le giron est : $g = 30$ cm
- La hauteur d'une contre marche est : $h = 17$ cm

II.2.1.4. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de la déplacer.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur.

- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- $W = 6.8KW$: Puissance de l'ascenseur
- $F_c = 145KN$: Charge due à la cuvette
- $P_m = 15KN$: Charge due à l'ascenseur
- $D_m = 51KN$: Charge due à la salle des machines
- La charge nominale est de 630 kg
- $V=1.6m/s$: La vitesse.

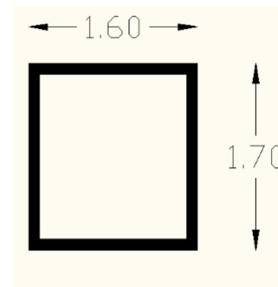


Fig II.10 : Schéma de l'ascenseur.

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$.

Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.2 : Evaluation des charges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S = L_x \times L_y$ $= 1.6 \times 1.7$	$G_2 = F_c / S$ $= 145 / 2.72$	$G = G_1 + G_2$ $= 5.88 + 53.31$
$G_1=5.88Kn/m^2$	$S=2.72$	$G_2=53.31$	$G=59.19$

La charge d'exploitation est : $Q=1KN/m^2$.

II.2.2. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.2.2.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On peut distinguer deux types de poutres :

a) Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430\text{cm} \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm} .$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Sachant que :

h : est la hauteur de la poutre principale.

b : est la largeur de la poutre principale.

Vérifications :

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm}$.

- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30\text{cm}$. donc : les conditions sont vérifiées.

- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 \leq 4$.

b) Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur prédimensionnement se fait selon la condition suivante :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{\max} = 460 - 40 = 420\text{cm} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42\text{cm}.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Sachant que :

h : est la hauteur de la poutre secondaire.

b : est la largeur de la poutre secondaire.

Vérifications :

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm}$.

- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm}$. donc : les conditions sont vérifiées.

- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1.16 \leq 4$.

II.2.2.2. Le voile

Élément de contreventement vertical mince, continu et rigide en béton armé destiné à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

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

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \dots\dots\text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

1^{er} type de voile**a. Pour l'entre sol**

$$h_e = 4.30 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{430}{20} \text{ cm} \Rightarrow a = 21.5 \text{ cm}$$

b. Pour le RDC et les autres étages

$$h_e = 2.86 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} \text{ cm} \Rightarrow a = 14.3 \text{ cm}$$

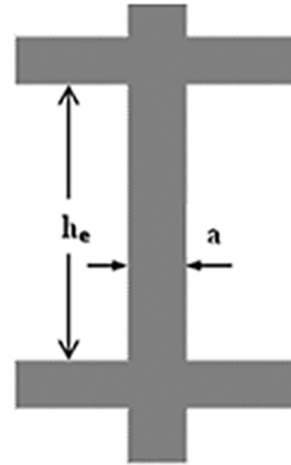


Fig II.11 : Coupe verticale d'un voile.

Finalement :

- On adopte pour l'entre sol un voile : $a = 25 \text{ cm}$.
- On adopte pour le RDC et les autres niveaux un voile : $a = 20 \text{ cm}$.

2^{eme} type de voile : (au niveau de la cage d'ascenseur)

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le **RPA 99/2003**.

II. 3. Evaluation des charges et surcharges

1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
Plancher a corps creux (16+4)cm	0.20	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G = 5.62 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1KN/m ²		

2. Plancher étages courants et RDC :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étages courants et RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale	G = 5.20 KN/m ²		
Charge d'exploitation	plancher à usage d'habitation		Q = 1.5 KN/m ²

3. Plancher dalles pleines (balcons) :

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	G = 4.90KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 3.5 KN/m ²		

4. Murs extérieurs :**Tableau II.6 :** Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	15	9	1.35
Lame d'aire	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 2,85 \text{ KN/m}^2$		

5. Murs intérieurs :**Tableau II.7 :** Evaluation des charges des murs intérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$		

6. Les escaliers :**a. Palier :****Tableau II.1 :** Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	14	25	3.50
Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 4.90 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

b. La volée :**Tableau II.2 :** Evaluation des charges sur les volées.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	17× (1/2)	22	1.87
paillasse	14/ cos (32.51)	25	4.15
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 7.42 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui transmettent les charges verticales aux fondations.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie préalablement avec une section d'armature de 1% de la section du béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente de charges.

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

1. Descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur prédimensionnement.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P 1** et **P 2** (voir figure II.1), car :

- Le poteau **P 1** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.
- Le poteau **P 2** est un poteau de la cage d'escalier.

Préalablement, on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions du RPA99(2003). Après avoir effectué la descente des charges

pour les deux poteaux **P1** et **P2**, on vérifie les sections des poteaux des différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

1. Conditions du RPA 99(2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Tableau II.30 : Sections préalables des poteaux.

Etages	Entre-Sol et R.D.C	1, 2 et 3 ^{ème}	4,5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}
Section (b×h) cm ²	50×60	45×55	40×50	35×45

2.Descente des charges pour le poteau P1

3. 1.Calcul des surfaces afférentes :

3.1. 1.Terrasse inaccessible et étage courant

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.15 + 0.3 + 1.7) \times (2.15 + 0.30 + 1.7) - (0.35 \times 0.45)$$

$$S = 17.06\text{m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (2.15 + 1.7) \times (2.15 + 1.7) \Rightarrow S = 14.82\text{m}^2.$$

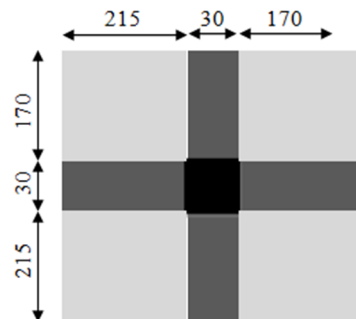


Fig II.2 : Surface afférente du poteau P1.

3.1.2. Calcul du poids propre des éléments

Tableau II.11 : Poids des éléments.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
plancher terrasse inaccessible	5.62	83.30
plancher d'étage courant	5.20	77.06
Poutres principales	25	11.55
Poutres secondaires	25	10.10

3.2. Calcul des charges d'exploitations

3.2.1. La loi de dégression (DTR-BC2-2)

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients). Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour chacun des 11 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit :

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

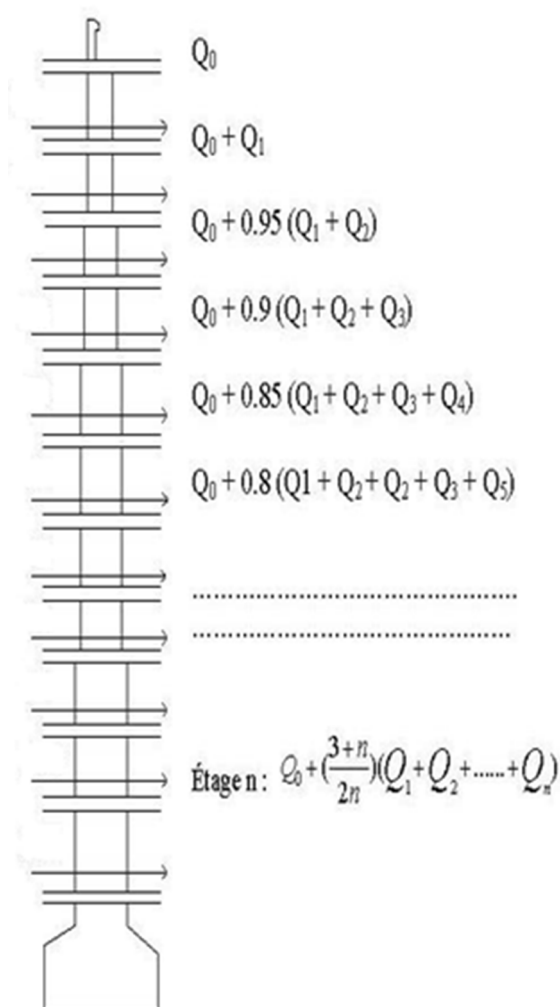


Fig II.13 : Descente charge.

3.2.2. Récapitulatif des poids des éléments

Tableau II.12 : La descente de charge revenant au poteau P1.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	83.30	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (45*35) cm ²	12.05	
	Total	117	
N1	Venant de N0	117	
	Plancher étage (16+4)	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (45*35) cm ²	12.05	
	Total	227.76	
N2	Venant de N1	227.76	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	341.77	
N3	Venant de N2	341.77	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	455,78	
N4	Venant de N3	455.78	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77 .06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	569 .79	
N5	Venant de N4	569.79	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	687.43	
N6	Venant de N5	687.43	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	805.07	

N7	Venant de N6	805.07	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	922.71	144.24
N8	Venant de N7	922.71	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (60*50) cm ²	22.95	
	Total	1044.37	158.31
N9	Venant de N8	1044.37	
	Plancher d'étage (16+4) cm	77.06	
	PP (30*40) cm ²	11.55	
	PS (30*35) cm ²	10.10	
	Poteau (60*50) cm ²	33.75	
	Total	1176.83	171.36

Calcul de N_u : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1845.76 \text{ KN}$

Calcul de N_s : $N_s = G + Q = 1348.19 \text{ KN}$

4. Descente des charges pour le poteau P2 :

$$S_{cc} = 4.19 \text{ m}^2$$

$$S_{dp} = 4.83 \text{ m}^2$$

$$S_{escalier} = 3.31 \text{ m}^2$$

$$S_{PP} = 0.92 \text{ m}^2$$

$$S_{ps} = 1.29 \text{ m}^2$$

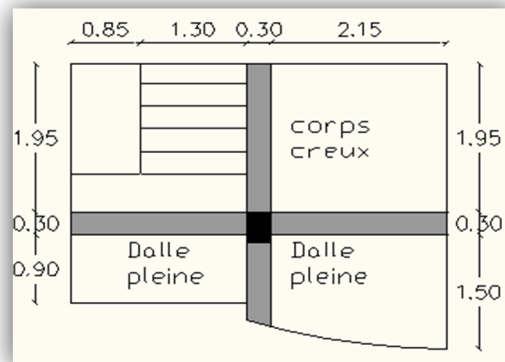


Fig II.14 : Surface afférente revenante au poteau P2.

4.1. Calcul du poids des éléments:

Tableau II.13 : Poids des éléments.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids (KN)
plancher terrasse inaccessible	5.62	47.12
Dalles pleines	4.90	23.66
plancher d'étage courant :	5.20	21.78
Poutres principales	25	9.20
Poutres secondaires	25	11.28
Acrotère	2.15	10.00
Escalier (volée+palier)	/	21.80
Mur extérieur	2.85	37.50

4.2. Récapitulatif des poids des éléments pour P2 :

Tableau II.14 : La descente de charge revenant au poteau P2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Poids de l'acrotère	10.00	
	Plancher terrasse inaccessible (cc,dp)	70.78	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Poteau (45*35) cm ²	12.05	
	Total	113.31	29.94
N1	Venant de N0	113.31	
	Plancher étage courant (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	Escalier (palier+volée)	21.80	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Poteau (45*35) cm ²	12.05	
	Total	250.58	61.39
N2	Venant de N1	250.58	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	391.10	89.69
	Venant de N2	391.10	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	

N3	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	531.62	114.85
N4	Venant de N3	531.62	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (50*40) cm ²	15.30	
	Total	672.13	136.87
N5	Venant de N4	672.13	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	816.28	155.74

N6	Venant de N3	816.28	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	960.43	171.46
N7	Venant de N4	960.43	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier +volée)	21.80	
	Poteau (55*45) cm ²	18.93	
	Total	1104.58	186.24
	Venant de N3	1104.58	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	

N8	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Escalier (palier + volée)	21.80	
	Poteau (60*50) cm ²	22.95	
	Total	1252.75	203.54
N9	Venant de N4	1252.75	
	Plancher d'étage (16+4) cm	21.78	
	Dalle pleine	23.66	
	PP (30*40) cm ²	9.20	
	PS (30*35) cm ²	11.28	
	Murs extérieurs	37.50	
	Poteau (60*50) cm ²	33.75	
	Total	1411.72	211.29

Calcul de N_u : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2222.75 \text{ KN}$.

Calcul de N_s : $N_s = G + Q = 1623.01 \text{ KN}$.

5. Récapitulation des résultats :

Tableau II.15 : Efforts normaux dans les deux poteaux.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)
Poteau P1	1176.83	171.36	1845.76	1348.19
Poteau P2	1411.72	211.29	2222.75	1623.01

Le poteau le plus sollicité est **P2** avec un effort normal égal à :

$N_u = 2222.75 \text{ KN}$.

Selon le CBA93 (Art B.8.11), on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%. Après majoration on trouve : $N_u = 2445.02 \text{ KN}$.

6. Vérifications

6.1. Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : B est la section du poteau.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

Tableau II.16 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu(KN)	Sections (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{cal} (MPa)	
E-SOL+ RDC	2445.02	0.60×0.50	14.2	8.15	Vérifiée
1, 2 et 3 ^{ème}	1947.59	0.55×0.45	14.2	7.87	
4,5 et 6 ^{ème}	1223.94	0.50×0.40	14.2	6.12	
7 et 8 ^{ème}	473.40	0.45×0.35	14.2	3.00	

6.2. Vérification du critère de stabilité de forme

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$; a et b: dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% * B_r$ on prend : $A_s = 1\% B_r$ BAEL 91(7-4-2)

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ

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

Calcul de l’élancement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification du poteau de l'entre sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.50 = 3.15 \text{m.}$$

$$B = 0.60 \times 0.50 = 0.30 \text{m}^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.60^3}{12} = 9 \times 10^{-3} \text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9 \times 10^{-3}}{0.30}} = 0.173 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{3.15}{0.173} = 18.21 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.21}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2445.02 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1389 \text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2784 \text{m}^2$$

0.2784 > 0.1389 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau II.17.

Tableau II.17 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu	Sections	Condition $B_r > B_{r \text{ cal}}$		Observation
			B_r	$B_{r \text{ cal}}$	
E-SOL+ RDC	2445.02	0.60 × 0.50	0.2784	0.1389	Vérifiée
1,2 et 3 ^{ème}	1947.59	0.55 × 0.45	0.2279	0.1079	
4,5 et 6 ^{ème}	1223.94	0.50 × 0.40	0.1824	0.0695	
7 et 8 ^{ème}	473.4	0.45 × 0.35	0.1419	0.0272	

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages. On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

II.4. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par *RPA99 version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections à adopter pour les différents éléments.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (16+4) cm; l'épaisseur des balcons est de 14cm et de même pour les volées et les paliers de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré-dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été dimensionnés à 25cm d'épaisseur pour l'entre sol et 20cm pour les voiles des autres étages, les sections des poutres ont été estimées à (30×40) cm pour les principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires.

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (P2). Les poteaux ont été vérifiés à la compression et au flambement.

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Entre sol et RDC: $60 \times 50 \text{ cm}^2$

1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étages : $55 \times 45 \text{ cm}^2$

4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : $50 \times 40 \text{ cm}^2$

7^{ème} et 8^{ème} étage : $45 \times 35 \text{ cm}^2$

Introduction

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : planchers à corps creux, planchers à dalle pleine, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.

III.1 Les planchers

III.1.1 Calcul des poutrelles

- Différents types de poutrelles

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

Type 1 : poutrelle sur six appuis et cinq travées dans le plancher terrasse et les étages courants.

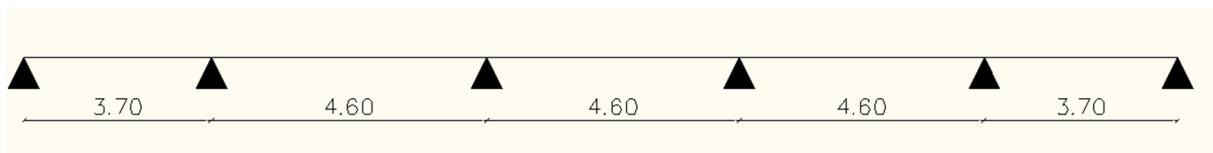


Fig III.1 : Schéma du 1^{er} type de poutrelle.

Type 2 : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour les étages courants.

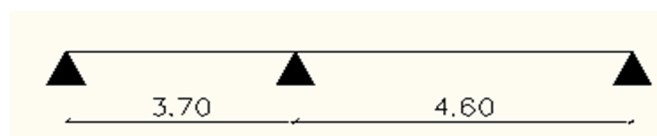


Fig III.2 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelle.

- Combinaisons de charge à L'ELU et à L'ELS

- ✓ à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0.Q$
- ✓ à L'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_s = l_0.Q$

Avec : $l_0 = 0,65$ m.

Tableau III.1 : Les différentes charges.

Nature	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			Q _u	P _u	Q _s	P _s
Terrasse inaccessible	5,62	1	9,087	5,906	6,62	4,303
RDC+ étages courants	5,2	1,5	9,27	6,025	6,7	4,355

- **Méthode de calcul des sollicitations**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA)

Cette méthode est applicable si :

- Des charges tel que $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25

Dans notre cas:

- $Q = (1 ; 1.5 ; 1.5) < 5 KN/m^2$Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Les sections sont constantes sur toutes les travées →Moment constantCondition vérifiée.
- Les rapports entre deux travées successives satisfont la condition : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$

La méthode forfaitaire est applicable dans notre cas.

- **Principe de la méthode**

Définition des grandeurs

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

- **Exposé de la méthode forfaitaire**

- ✓ **Evaluation des moments**

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$(2) \rightarrow \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{T r a é v d e r i v e} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{T r a é v i n t é r m é d i a i r e} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque : d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant l'appui considéré ($0.15M_0$).

- ✓ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

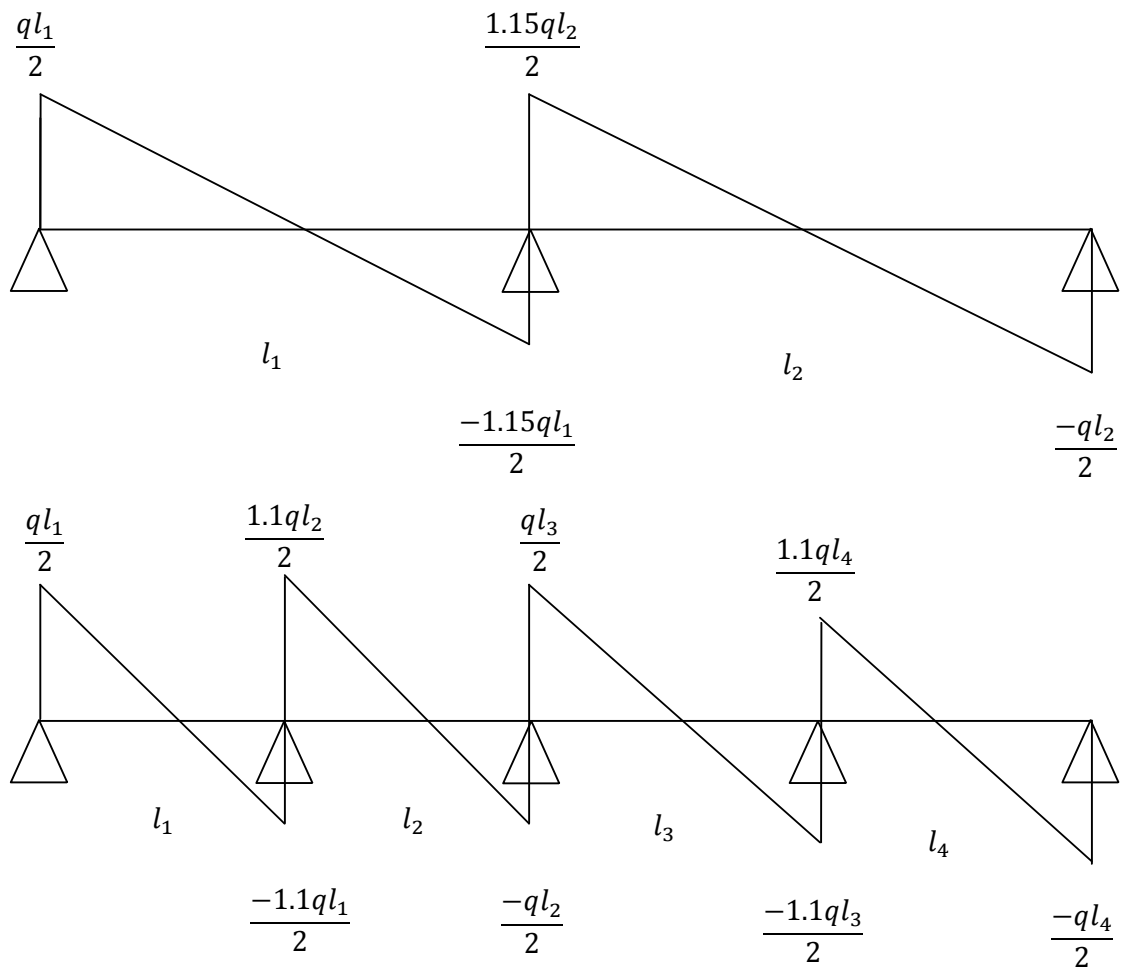


Fig III.3 : Evaluation des efforts tranchants.

III.1.1.1 Les sollicitations dans les poutrelles

a. Calcul des sollicitations pour la poutrelle type 1 à l'ELU:

a.1) Plancher terrasse inaccessible : (6appuis)

- $G = 5.62 \text{ KN/m}^2$.

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

- $P_U = 5.906 \text{ KN/m}^2$.

✓ Les moments en travées (isostatique) :

$$M_0^{A B} = \frac{P_u \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{A B} = M_0^{E F} = 10.106 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{B C} = \frac{P_u \times l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{B C} = M_0^{C D} = M_0^{D E} = 15.621 \text{ KN.m}$$

Les moments isostatiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les moments isostatiques dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M-isostatique	10.106	15.621	15.621	15.621	10.106

✓ **Moments aux appuis**

$$M_A = M_F = -0.15 \max(M_0^{A B}; M_0^{E F}) = -0.15 * 10.106 = -1.515 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 * 15.621 = -7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 * 15.621 = -6.248 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{5.62 + 1} = 0.151$$

$$(1) \rightarrow M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq m a x \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée dérivée} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée intérieure} \end{array} \right.$$

➤ **Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{A B} \geq 6.706 \\ M_t^{A B} \geq 6.292 \end{cases} \Rightarrow M_t^{A B} = 6.706 \text{ K Nm}$$

➤ **Travée BC**

$$\begin{cases} M_t^{B C} \geq 9.373 \\ M_t^{B C} \geq 8.161 \end{cases} \Rightarrow M_t^{B C} = 9.373 \text{ K Nm}$$

➤ **Travée CD**

$$\begin{cases} M_t^{C D} \geq 10.08 \\ M_t^{C D} \geq 8.161 \end{cases} \Rightarrow M_t^{C D} = 10.08 \text{ K Nm}$$

➤ Travée DE

$$\begin{cases} M_t^{D E} \geq 9.373 \\ M_t^{E D} \geq 8.161 \end{cases} \Rightarrow M_t^{D E} = 9.373 \text{ K Nm}$$

➤ Travée EF

$$\begin{cases} M_t^{E F} \geq 6.706 \\ M_t^{F E} \geq 6.292 \end{cases} \Rightarrow M_t^{E F} = 6.706 \text{ K Nm}$$

✓ Diagramme des moments fléchissant

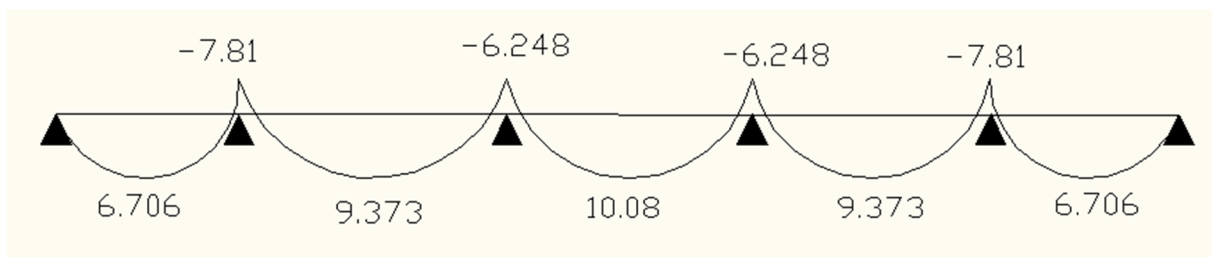


Fig III.4 : Diagramme des moments fléchissant.

✓ Evaluation des efforts tranchants

➤ Travée AB

$$\begin{cases} V_A = \frac{5.906 \times 3.7}{2} = 10.926 \text{ K N} \\ V_B = -1.1 \times V_A = -12.018 \text{ K N} \end{cases}$$

➤ Travée BC

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{5.906 \times 4.60}{2} = 14.942 \text{ K N} \\ V_C = -\frac{5.906 \times 4.60}{2} = -13.583 \text{ K N} \end{cases}$$

➤ Travée CD

$$\begin{cases} V_C = \frac{5.906 \times 4.60}{2} = 13.583 \text{ K N} \\ V_D = -\frac{5.906 \times 4.60}{2} = -13.583 \text{ K N} \end{cases}$$

➤ **Travée DE**

$$\begin{cases} V_D = \frac{5.906 \times 4.60}{2} = 13.583 \text{ K N} \\ V_E = -1.1 \times \frac{5.906 \times 4.60}{2} = -14.942 \text{ K N} \end{cases}$$

➤ **Travée EF**

$$\begin{cases} V_E = 1.1 \times \frac{5.906 \times 3.70}{2} = 12.018 \text{ K N} \\ V_F = -1.1 \times \frac{5.906 \times 3.70}{2} = -10.926 \text{ K N} \end{cases}$$

✓ **Diagramme des efforts tranchants**

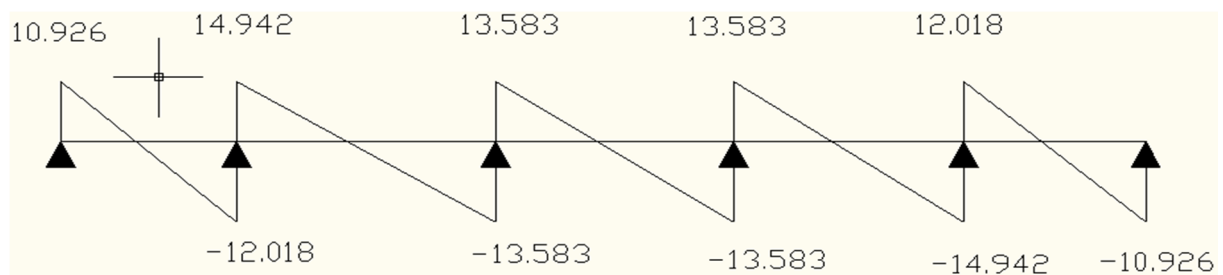



Fig III.5 : Diagramme de l'effort tranchant.

a.2) Sollicitations de la poutrelle dans les différents niveaux

Les résultats des sollicitations sur la poutrelle 1 selon les différents niveaux sont représentés dans le tableau suivant :

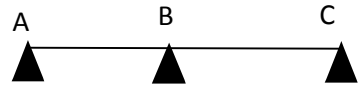
Tableau III.3 : Sollicitations de la poutrelle type1 dans le plancher
(Étages courants et terrasse inaccessible).

Schéma de Calcul									
				Terrasse inaccessible			Étage courant		
Evaluation des moments fléchissants	Les moments aux appuis	de rives (A et F)		ELU	ELS	ELU	ELS		
				-1,515	-1,104	-1,546	-1,117		
		Intermédiaire	B	-7,81	-5,69	-7,965	-5,759		
			C	-6,248	-4,552	-6,372	-4,607		
			D	-6,248	-4,552	-6,372	-4,607		
	E	-7,81	-5,69	-7,965	-5,759				
	Les moments en travée	A-B		6,706	4,886	7,017	5,07		
		B-C		9,373	6,829	9,833	7,105		
		C-D		10,08	7,398	10,63	7,681		
		D-E		9,373	6,829	9,833	7,105		
E-F		6,706	4,886	7,017	5,07				
Evaluation des efforts tranchants	travée A-B		A	10,926		11,146			
			B	-12,018		-12,26			
	Travée B-C		B	14,942		15,243			
			C	-13,583		-13,857			
	Travée C-D		C	13,583		13,857			
			D	-13,583		-13,857			
	Travée D-E		D	13,583		13,857			
			E	-14,942		-15,243			
Travée E-F		E	12,018		12,26				
		F	-10,926		-11,146				

b. Calcul des sollicitations pour la poutrelle type 2 à l'ELU

Les résultats des sollicitations sur la poutrelle 2 selon les différents niveaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Sollicitations de la poutrelle type2 dans le plancher étages courants.

Schéma de calcul					
			ELU	ELS	
Moments fléchissant	Moments aux appuis	Appuis de rives (A et C)	-2,39	-1,727	
		Appui intermédiaire B	-9,561	-6,911	
	Moments en travées	A-B	6,53	4,722	
		B-C	12,22	8,838	
Effort tranchants	Travée A-B	A	11,146		
		B	-12,818		
	Travée B-C	B	-15,936		
		C	-13,857		

III.1.1.2 Ferrailage des poutrelles

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

Tableau III.5 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Etage	Type de Poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{max}		M_{max}	V_{max}	M_{max}		M_{max}
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire	
Terrasse inaccessible	1	-1,515	-7,81	10,08	14,942	-1,104	-5,69	7,398
Etages courants	1	-1,546	-7,965	10,63	15,243	-1,117	-5,759	7,681
	2	-2,39	-9,561	12,22	15,936	-1,727	-6,911	8,838

a. Ferrailage de la poutrelle type 1 :

On prend pour le calcul les sollicitations maximales pour chaque type de plancher.

a.1) Plancher terrasse inaccessible : Poutrelle de type 1 (sur six appuis)

ELU :

$$\begin{cases} M_{m a \bar{x}}^{r i v e} = -1.515 \text{ KN.m} \\ M_{m a \bar{x}}^t = 10.08 \text{ KN.m} \\ M_{m a \bar{x}}^{i n t} = -7.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{m a \bar{x}}^{r i v e} = -1.104 \text{ KN.m} \\ M_{m a \bar{x}}^{i n t} = -5.69 \text{ KN.m} \\ M_{m a x}^t = 7.398 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 14.942 \text{ KN.m}$$

✓ Caractéristiques géométriques de la nervure :

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad h = 16 \text{ cm}$$

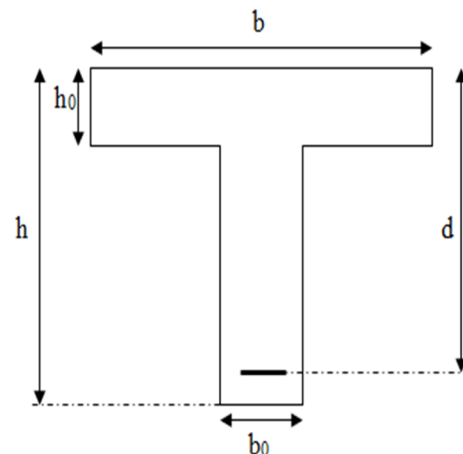


Fig III.6 : Section d'une poutrelle à ferrailer.

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

a.1.1) Calcul à l'ELU**▪ Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{t u} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow M_{t u} = 0.059 \text{ M Nm}$$

$M_{tu} > M_u = 10.08 \text{ K Nm} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\mu_{bu} = 0.033 < 0.186 \Rightarrow$ pivot A ($\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}}{0.8} = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177$$

$$A_{tr}^{aév} = \frac{M_{tr}^{aév}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{tr}^{aév} = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.636 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.411 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on choisit : $A_s = 2H \text{ B} + 1H \text{ A10} = 1.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

▪ **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h_t (0.1×0.20) m^2 .

➤ **Appuis de rives :**

$$M_{Riv}^a = -1.515 \text{ K Nm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{1.515 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MP}$ Et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}}{0.8} = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177$$

$$A_{Riv}^a = \frac{M_{riv}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{Riv}^a = \frac{1.515 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_{Min} < A_{calcul} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on choisit : $A_s = 1H \text{ AB} = 0.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

➤ **Appuis intermédiaires**

$$M_{inter}^a = -7.81 \text{ K Nm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.81 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.169$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MP}$ Et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_b u}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.169}}{0.8} = 0.233$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.233) = 0.163$$

$$A_{inter}^a = \frac{M_{inter}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{inter}^a = \frac{7.81 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_{min} < A_{calcul} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on choisit : $A_s = 2H A10 = 1.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 14.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.94 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.83 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

▪ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{avec} \quad A_l = (1.80 + 0.50) \times 10^{-4} = 2.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 2.3 \times 10^{-4} m^2 \geq \frac{1.15 \times 14.94 \times 10^{-3}}{400} = 0.43 \times 10^{-4} m^2 \dots \dots \dots (vérifé)$$

➤ **Appui intermédiaire**

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.94 \times 10^{-3} - \frac{7.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] = -0.95 \times 10^{-4} m^2$$

⇒ L'effort tranchant est négligeable devant le moment donc aucune vérification à faire.

▪ **Vérification du cisaillement à la jonction table-nervure.**

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u(b - b_0)}{1.80 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.94 \times 10^{-3}(0.65 - 0.10)}{1.80 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.974 MP < \tau_u^- \\ &= 3.25 MP \text{ (vérifé)} \end{aligned}$$

⇒ Pas de risque de rupture à la jonction table-nervure.

▪ **Armature transversales**

$$\phi_t \leq M i n \left[\frac{h_f}{35}; \phi_{l,m} i n \left[\frac{b_0}{10} \right] \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 cm$$

On choisit un étrier de 2Ø6 ⇒ $A_t = 0.57 cm^2$

▪ **Espacement**

$$S_t \leq m i n (0.9d ; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2 cm \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t2})} \dots \dots \dots (2)$$

K = 1 : flexion simple, pas de risque de reprise de bétonnage.

$$D'o u : S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.83 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 91.2 cm$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0.4} \Rightarrow \frac{400 \times 0.57}{10 \times 0.4} \Rightarrow S_t \leq 57 cm \dots \dots \dots (3)$$

D'où $S_t = 15 cm$

a.1.2) Vérification des poutrelles à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

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

a.1.2.1) Etat limite d'ouverture de fissures

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

a.1.2.2) Etat limite de compression du béton :

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

✓ **En travée :** $A=1.80 \text{ cm}^2$; $M_{tse}^{max} = 7.398 \text{ km}$

• **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.80 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 1.42 \times 10^{-4} m^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.80 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.80 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0347 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0347^3 + 15 \times 1.80 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0347)^2 = 0.6605 \times 10^{-4} m^4$$

• **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{7.398 \times 10^{-3} \times 0.047}{0.6605 \times 10^{-4}} = 3.89 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.89 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **aux appuis :**

$H = 1.90 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table, section rectangulaire $b \cdot h$

$$\begin{cases} y = 0.0326 \text{ m.} \\ I = 0.586 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.165 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.165 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

a.1.2.3) Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93, on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $h=20\text{cm}$, $l=4.6\text{m}$

$\frac{h}{l} = 0.043 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui

est conduit selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règlesBAEL91.**

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

Avec :

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

• **Evaluation des moments en travée**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{KN/m} .$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.62 = 3.65 \text{KN/m}.$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.62 + 1) = 4.30 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{1.82 \times 4.6^2}{8} = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{3.65 \times 4.6^2}{8} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{4.30 \times 4.6^2}{8} = 6.82 \text{ KN.m}$$

• **Propriétés de la section**

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (1.80 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 1.80}$$

$$y_G = 6.545 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(h_0 - h - y_G)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 8.38^3 + 10 \times \frac{(24 - 8.38)^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4 - 24 + 8.38)^3}{3} + 15 \times 2.7 \times (21.6 - 8.38)^2$$

$$I_0 = 33233.245 \text{ cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{1.80}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) 0.01} = 4.265 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 4.265 = 1.706 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

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

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

Contraintes :

$$y = 3.47 \text{ cm} \quad ; \quad I = 6605 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.88 \times (0.18 - 0.0347) \times 10^{-3}}{0.6605 \times 10^{-4}} = 95.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.79 \times (0.18 - 0.0347) \times 10^{-3}}{0.6605 \times 10^{-4}} = 191.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.82 \times (0.18 - 0.0347) \times 10^{-3}}{0.6605 \times 10^{-4}} = 255.04 \text{ Mpa}$$

• Inerties fictives (If)

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 95.03 + 2.1} = 0.377$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 191.05 + 2.1} = 0.622$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 255.04 + 2.1} = 0.70$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 33233.245}{1 + 4.265 \times 0.377} = 14017.60 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33233.245}{1 + 4.265 \times 0.622} = 10007.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 33233.245}{1 + 4.265 \times 0.7} = 9712.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33233.245}{1 + 1.706 \times 0.622} = 17736.16 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches**

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

$$f_{ji} = \frac{3.61 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 14017.60 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.001 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.24 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 10007.74 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.536 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 9172.39 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0049 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.246 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 10721.4 \times 17736.16 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.006 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.006 - 0.001 + 0.0049 - 0.003 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0069 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.69 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b. Ferrailages des autres types de poutrelles :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles.

Etage	Type	Position	A (cm ²)	Choix de section	A _{min}
Terrasse	1	Travée	1,63	2HA8+1HA10=1,80	1,41
		App rive	0,24	1HA8=0,50	0,22
		App int	1,37	2HA10=1,57	0,22
Etage courant	1	Travée	1,72	2HA8+1HA10=1,80	1,41
		App rive	0,25	1HA8=0,5	0,22
		App int	1,4	2HA10=1,57	0,22
	2	Travée	1,99	2HA10+1HA8=2,07	1,41
		App rive	0,39	1HA8=0,50	0,22
		App int	1,73	1HA12+1HA10=1,92	0,22

b.1) Vérification à l'ELS :

b.1.1) Etat limite de compression du béton :

Tableau III.7 : vérifications des contraintes dans le béton.

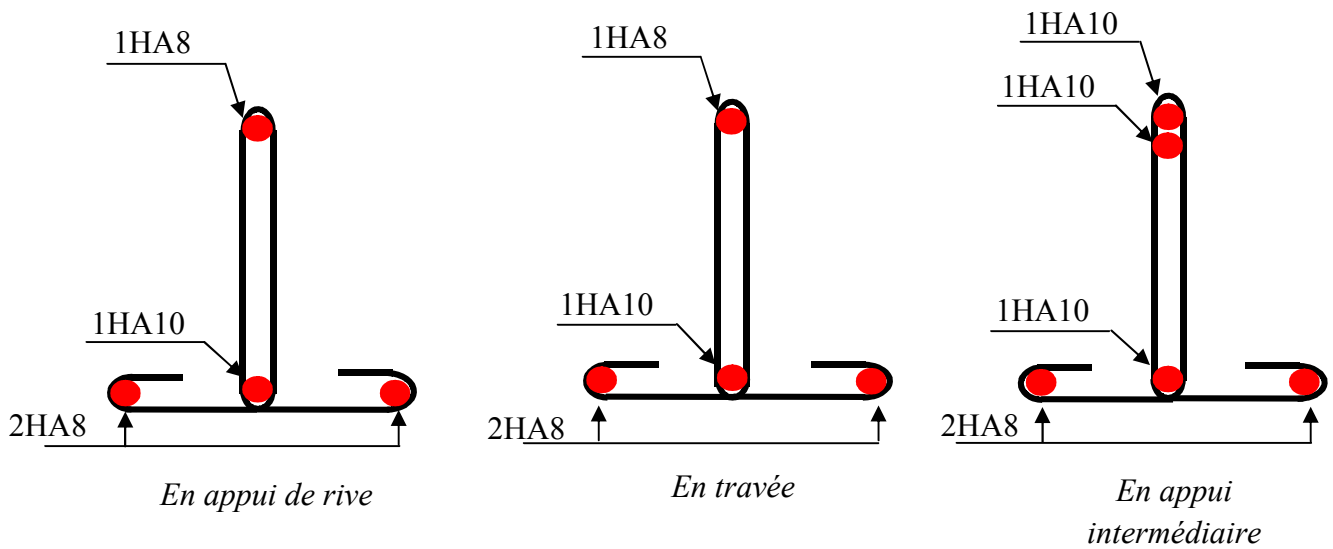
Type de poutrelles	plancher	En travée				En appuis				observation
		M _t	Y	I	σ	M _a	Y	I	σ	
Type 1	Etage courant	7,681	0,035	6605	4,03	5,76	0,032	5860	3,2	Vérifiée
	Terrasse inaccessible	7,4	0,035	6605	3,89	5,69	0,032	5860	3,165	Vérifiée
Type 2	Etage courant	8,84	0,036	7447	4,32	6,91	0,03	6605	3,63	Vérifiée

b.1.2) Etat limite de déformation :

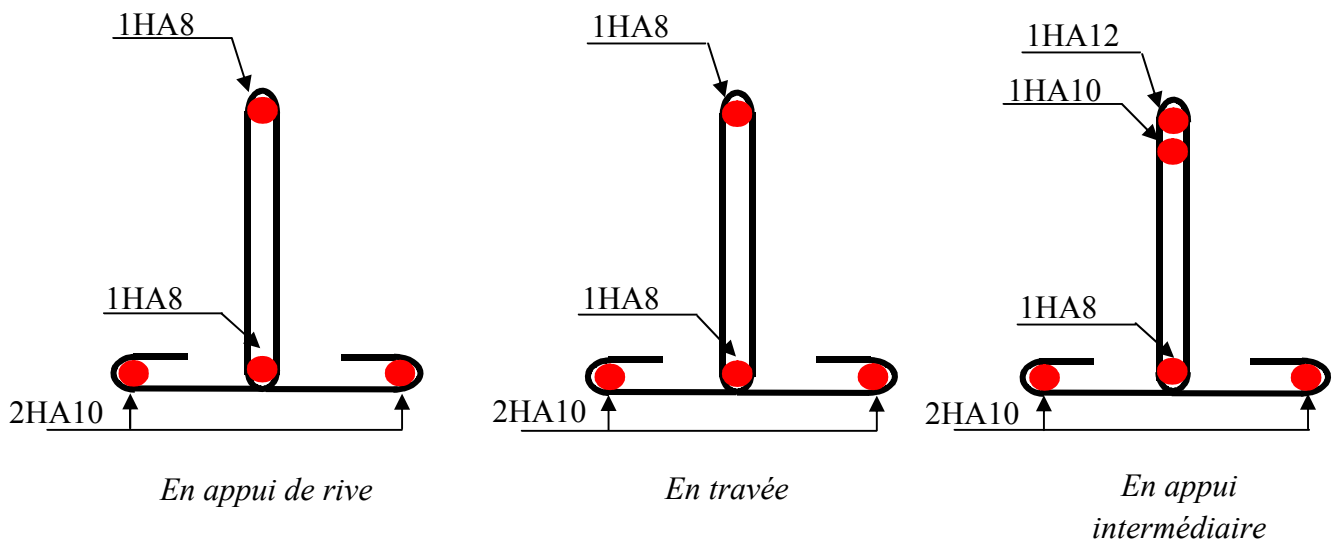
Tableau III.8 : Vérifications des états limites de déformation.

Type de poutrelles	Type 1		Type 2
Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	Etage courant
q_j (KN/m)	1,82	1,82	1,82
q_g (KN/m)	3,65	3,38	3,38
q_p (KN/m)	4,3	4,35	4,35
M_j (KN.m)	3,61	3,61	3,61
M_g (KN.m)	7,24	6,7	6,7
M_p (KN.m)	8,54	8,64	8,64
I_0 (cm ⁴)	33233,24	33233,24	33297,06
ρ	0,01	0,01	0,01
λ_i	4,26	4,26	3,71
λ_v	1,7	1,7	1,48
σ_{sj} (Mpa)	119,09	119,09	104,02
σ_{sg} (Mpa)	238,84	221,17	193,18
σ_{sp} (Mpa)	281,37	284,97	248,9
μ_j	0,46	0,46	0,46
μ_g	0,68	0,66	0,66
μ_p	0,72	0,73	0,73
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	12271,59	12271,59	13422
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	9332,18	9539,91	10563,94
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	8942,71	8914,81	9896,77
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	16870,41	17140,3	18440,67
f_{ij} (m)	0,0019	0,0019	0,0017
f_{ig} (m)	0,0051	0,0046	0,0041
f_{ip} (m)	0,0062	0,0063	0,0057
f_{vg} (m)	0,0084	0,0077	0,0071
Δf (m)	0,0077	0,0075	0,007
f_{adm} (m)	0,0092	0,0092	0,0092

Les schémas de ferrailage sont groupés dans la figure III.7



Plancher étage terrasse inaccessible.



Plancher étages courants.

Fig III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soudé HA de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

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

On choisit :

- $5\phi 6 / \text{ml} = 1.41\text{cm}^2/\text{ml}$: Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

Avec : $St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$Vérifiée.

- $4\phi 6 / \text{ml} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$: parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25\text{cm} < 30\text{cm}$.

Donc : on choisit un treillis soudé : TS $\phi 6$ 150×150 .

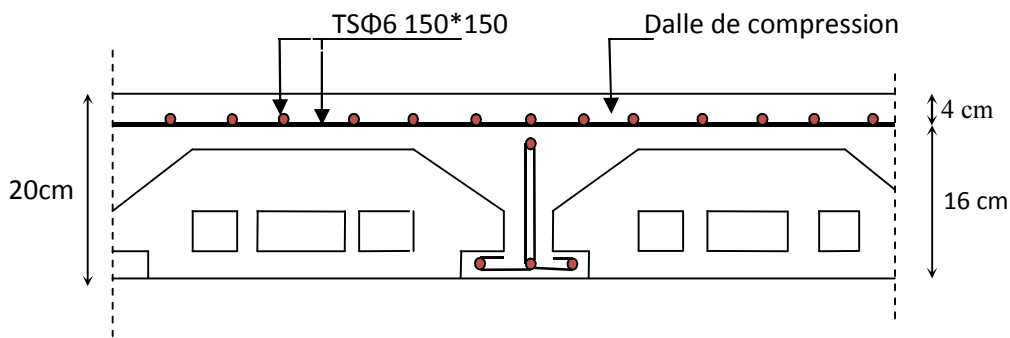


Fig III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.3) Planchers dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (longueur et largeur). Une dalle peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elles sont calculées par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

Si $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens, on les appelle les poutres-dalles (flexion suivant l_x).

Si $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens, (flexion suivant l_x, l_y).

a) Dalles pleines sur trois appuis :

On étudie le panneau le plus sollicité

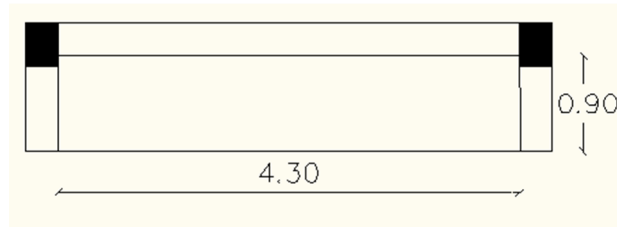


Fig III.9 : Schéma d'une dalle sur trois appuis.

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

a.1) Calcul de l'élancement de la dalle ρ

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.90}{4.30} = 0.2 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle se comporte comme une poutre \Rightarrow la flexion est

dans un seul sens (sens de l_x) la flexion selon l_y est négligeable.

$$l_x = 0.90\text{m} < \frac{l_y}{2} = \frac{4.30}{2} = 2.15\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

a.2) Combinassions de charges

On a: $G = 4.90 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 3.5 = 11.86 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

a.3) Calcul des sollicitations :

- En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases}$$

- En appui :

$$M_a = -0.4 \times \max(M_0^x; M_0^y)$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations.

Combinaisons	P (KN/m ²)	Les moments en KN.m				
		M ₀ ^x	M ₀ ^y	M _t ^x	M _t ^y	M _a
ELU	11.86	14.88	1.44	12.65	1.22	-5.95
ELS	8.40	10.54	1.02	8.96	0.86	-4.21

a.4) Ferrailage à l'ELU

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 14 cm d'épaisseur.

a.4.1) Détermination de la hauteur utile 'd' :

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\phi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x^{\max} \leq \frac{140}{10} = 14 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi_x = 14 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c' = 2 \text{ cm}$.

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 11.3\text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \times 1.4 + 2\right) = 9.90\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
En Travée	X	12.65	0.069	0.090	0.109	3.33	5HA10=3.93
	Y	1.22	0.008	0.010	0.098	0.35	3HA8=1.51
En appui		5.95	0.032	0.040	0.111	1.54	4HA8=2.01

a.4.2) Espacement des armatures

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$.
- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$.

a.5) Vérification à l'E.L.U

a.5.1) Condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA } F_e 400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.56\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié (on ferraille avec } A_y^{\min} \text{)} \end{cases}$$

a.5.2) l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17\text{MPa}$.

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{11.86 \times 0.90}{2} = 5.34\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} = 0.047 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Pas d'armatures transversales.

a.6) Vérification à l'ELS

a.6.1) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$M_t^x = 8.96 \text{ KN.m}$; $M_t^y = 0.86 \text{ KN.m}$; $M_a = 4.12 \text{ KN.m}$.

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

Tableau III.11 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	x-x	8.96	4956.83	3.10	5.60	15	Vérifiée
	y-y	0.86	1678.23	1.90	0.97	15	
Appuis	x-x	4.12	2847.55	2.32	3.36	15	
	y-y					15	

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

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

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

a.6.2) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = m i n \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{8.96 \times 10^{-3}}{4956.83 \times 10^{-8}} \times (0.113 - 0.031) \Rightarrow \sigma_{st} = 200.33 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 200.33 \text{ MPa} \ll \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(vérifiée)}$

Le tableau suivant résume la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Tableau III.1 : Etat limite d'ouverture des fissures .

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{s i} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{s i} < σ̄ _s
Travées	x-x	8.96	4956.83	3.10	200.33	201.63	Vérifiée
	y-y	0.86	1678.23	1.90	61.49	201.63	
Appuis	x-x	4.12	2847.55	2.32	194.89	201.63	
	y-y					201.63	

a.6.1) Etat limite de déformation :

- Sens X-X

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{0.90} = 0.15 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (vér i \text{ f} \check{a})$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.96}{10 \times 10.54} = 0.085 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (vér i \text{ f} \check{a})$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 11.30} = 3.48 \times 10^{-3} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (vér i \text{ f} \check{a})$$

⇒ toutes les condition sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Sens Y-Y

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{4.30} = 0.032 \Rightarrow \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{donc } \frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche n'est pas possible.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

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

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{4.30}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

❖ Exemple de calcul

$$y = 1.90 \text{ cm} \quad ; \quad I = 1678.23 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15(1.51 \times 9.90)}{100 \times 14 + 15 \times 1.51} = 7.04 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times 14^3 + 100 \times 14 \times \left(\frac{14}{2} - 7.04\right)^2 + 15[1.51 \times (9.9 - 7.04)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 91654.18 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 9.90} = 1.52 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{d}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{1.52 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{100}{9.9}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 13.77$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 13.77 \Rightarrow \lambda_v = 5.51$$

✓ Evaluation des moments en travée

$q_{jse} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

$q_{gse} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la dalle.

$q_{pse} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jse} = 1.00 \times 3.50 = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{gse} = 1.00 \times 4.90 = 4.90 \text{ KN/m}$$

$$q_{pse} = 1.00 \times (4.90 + 3.50) = 8.40 \text{ KN/m}$$

$$M_{gse} = 0.75 \times \frac{q_{gse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gse} = 0.75 \times \frac{4.90 \times 4.30^2}{8} = 8.49 \text{ KNm}$$

$$M_{jse} = 0.75 \times \frac{q_{jse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jse} = 0.75 \times \frac{3.50 \times 4.30^2}{8} = 6.06 \text{ KNm}$$

$$M_{pse} = 0.75 \times \frac{q_{pse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pse} = 0.75 \times \frac{8.40 \times 4.30^2}{8} = 14.56 \text{ KNm}$$

✓ Contraintes

$$\sigma_{gse} = 15 \times \frac{M_{gse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gse} = 15 \times \frac{8.49 \times 10^{-3} (0.099 - 0.019)}{1678.23 \times 10^{-8}} = 607.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jse} = 15 \times \frac{M_{jse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jse} = 15 \times \frac{6.06 \times 10^{-3} (0.099 - 0.019)}{1678.23 \times 10^{-8}} = 433.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pse\bar{r}} = 15 \times \frac{M_{pse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pse\bar{r}} = 15 \times \frac{14.56 \times 10^{-3} (0.099 - 0.019)}{1678.23 \times 10^{-8}}$$

$$= 1041.10 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de μ : $s_i \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.52 \times 10^{-3} \times 607.07 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_{jse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.52 \times 10^{-3} \times 433.32 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_{pse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.52 \times 10^{-3} \times 1041.10 + 2.1} = 0.56$$

✓ Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gse\bar{r}}} \Rightarrow I_{ftg\bar{r}} = \frac{1.1 \times 91654.18}{1 + 13.77 \times 0.36} = 16924.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jse\bar{r}}} \Rightarrow I_{ftj\bar{r}} = \frac{1.1 \times 91654.18}{1 + 13.77 \times 0.22} = 25021.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pse\bar{r}}} \Rightarrow I_{ftp\bar{r}} = \frac{1.1 \times 91654.18}{1 + 13.77 \times 0.56} = 11573.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gse\bar{r}}} \Rightarrow I_{fv\bar{r}} = \frac{1.1 \times 91654.18}{1 + 5.51 \times 0.36} = 33791.40 \text{ cm}^4$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{igse\bar{r}} = \frac{M_{gse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg\bar{r}}} \Rightarrow f_{igse\bar{r}} = \frac{8.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 16924.05 \times 10^{-8}} = 2.88 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ijse\bar{r}} = \frac{M_{jse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj\bar{r}}} \Rightarrow f_{ijse\bar{r}} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 25021.1 \times 10^{-8}} = 1.39 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{ipse\bar{r}} = \frac{M_{pse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp\bar{r}}} \Rightarrow f_{ipse\bar{r}} = \frac{14.56 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 11573.6 \times 10^{-8}} = 7.27 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgse\bar{r}} = \frac{M_{gse} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv\bar{r}}} \Rightarrow f_{vgse\bar{r}} = \frac{8.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 10721.4 \times 33791.4 \times 10^{-8}} = 4.33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

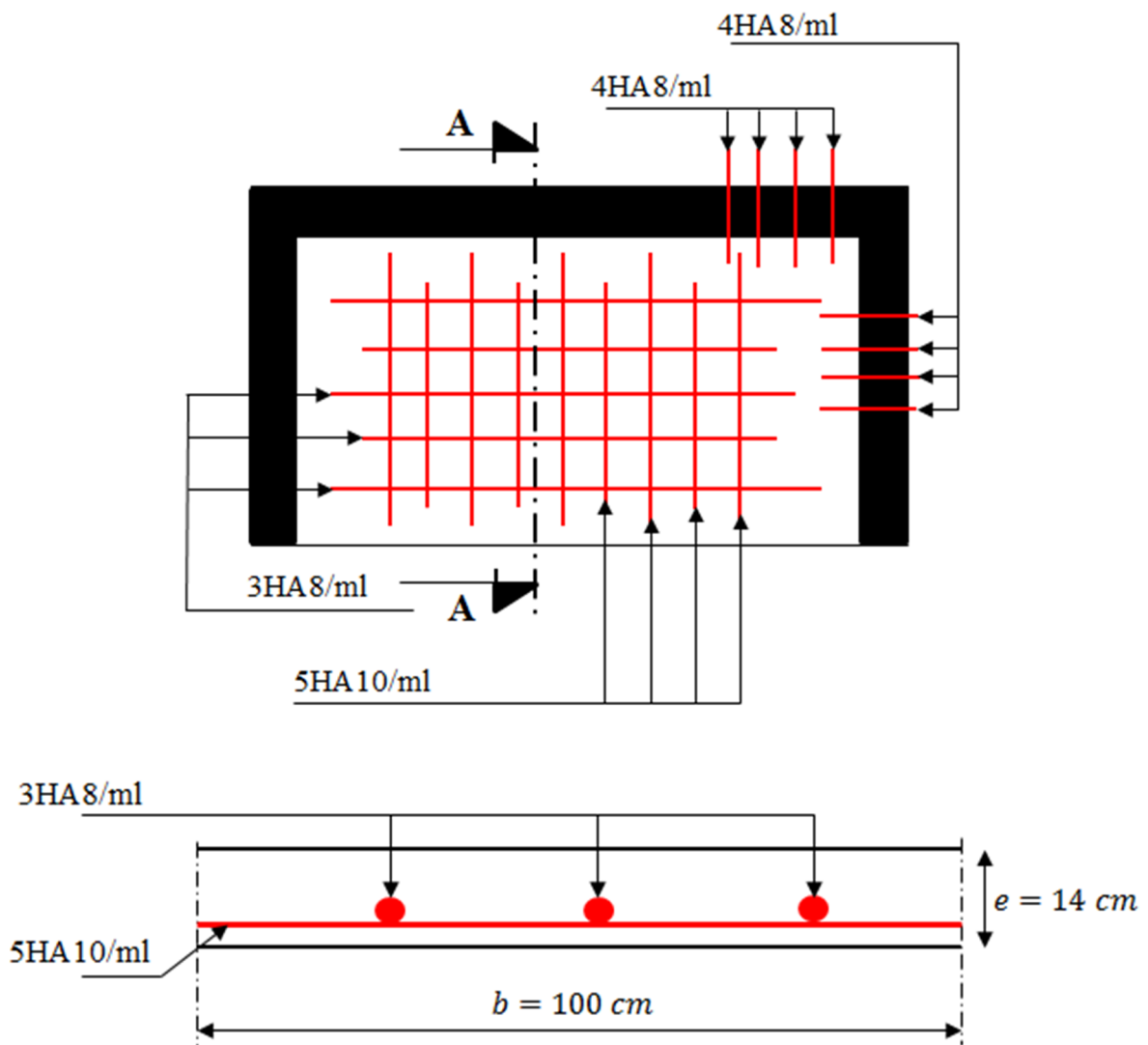
✓ La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgs} + f_{ips} - f_{igs} - f_{jser}$$

$$\Rightarrow 4.33 \times 10^{-3} + 7.27 \times 10^{-3} - 1.39 \times 10^{-3} - 2.88 \times 10^{-3} = 0.733 \text{ cm}$$

$\Delta f = 0.733 \text{ cm} < f_{adm} = 0.86 \text{ cm}$la flèche est vérifiée.

a.7) Schéma de ferrailage



Coupe A-A

Fig III.10 : Schéma du ferrailage d'une dalle sur trois appuis.

b) Dalle pleine sur un seul appui :

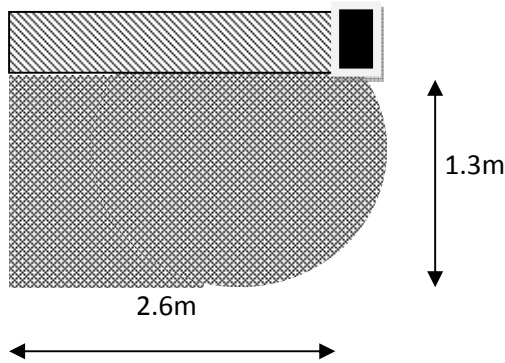


Fig III.11 : Dalle sur un seul appui.

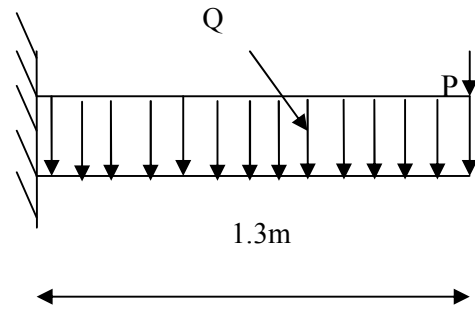


Fig III.12 : Schéma statique de la dalle sur un seul appui.

Pour une bande de 1m on a :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.86 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = G + Q = 8.40 \text{ KN/ml}$$

Donc après calcul, on trouve :

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{11.86 * 1.3^2}{2} = -10.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{8.40 * 1.3^2}{2} = -7.10 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u * l = 11.86 * 1.3 = 15.42 \text{ KN}$$

b.1) Ferrailage :

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

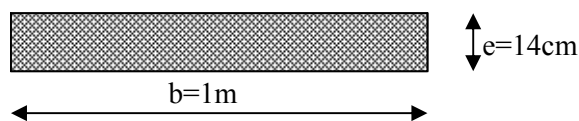


Fig III.13 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis :

Tableau III.13 : Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.

M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)
-10.02	2.12	1.21	3H12=3.39	25	4HA8=2.01

b.2) Vérification à l'ELU :

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

$$V_u = 15.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

b.3) Vérification à l'ELS :

b.3.1) Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau III.14 : Vérification des contraintes.

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
-7.10	3.02	5018.62	4.24	15	Vérifiée	190.8	240	vérifiée

b.3.2) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (\text{vér i } \text{f} \hat{a}) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (\text{vér i } \text{f} \hat{a}) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (\text{vér i } \text{f} \hat{a}) \end{array} \right.$$

b.4) Schéma de ferrailage :

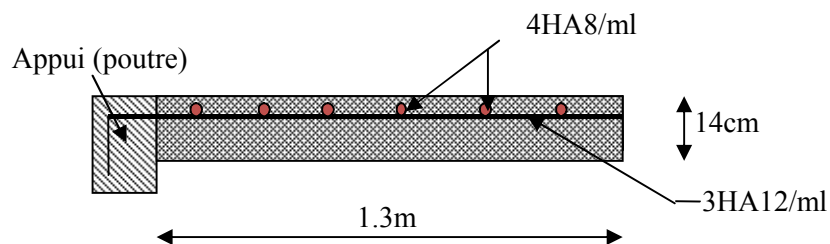


Fig III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle.

III.2) Étude de l'acrotère :

- **Hypothèse de calcul :**

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Poids propre : $G = 2.15 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4.A.C_p.W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa , groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa , groupe 2)

$C_p = 0.8$; $W_p = 2.11 \text{ KN/m}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.03 \text{ KN/ml}$

- **Calcul de centre de gravité de la section :**

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

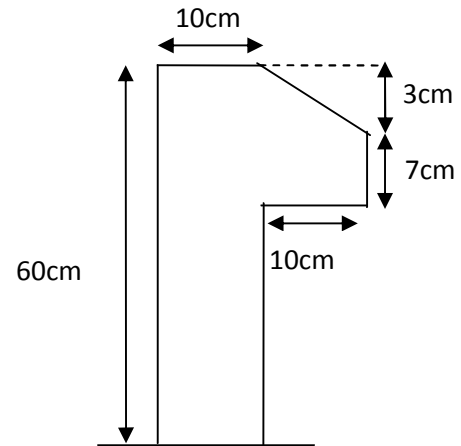


Fig III.15 : Dimension de l'acrotère.

• **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.15\text{KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.03 \times 0.33 = 0.34 \text{ KN.m}$$

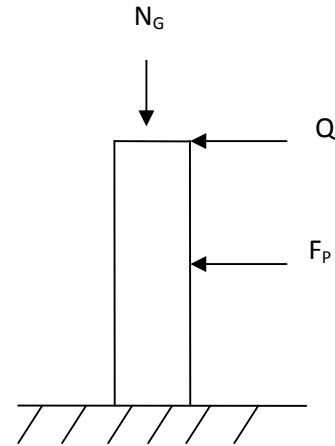


Fig III.16 : Schéma statique de l'acrotère.

➤ **Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau III.15 : Calcul de combinaison d'action.

Sollicitation	RPA 99	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
$N \text{ (KN)}$	2.15	2.90	2.15
$M \text{ (KN .m)}$	0.936	0.9	0.6

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée avec la combinaison G+Q+E :

Calcul de l'excentricité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.936}{2.15} = 0.43 \text{ m} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec : e_1 est excentricité structurelle = 0.43m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.43 + 0.02 = 0.45 \text{ m}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Avec : l_f est Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.43}{0.1}\right) = 86$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.43 + 0.02 + 0.009 = 0.46 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.15 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2.15 \times 0.46 = 0.989 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELU :

$$N_u = 2.15 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 0.989 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.989}{2.15} = 0.46 \text{ cm} .$$

$$e_G = 0.46 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_{ua} = 1.08 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015 \quad \text{donc :} \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.90 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm²

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 T6 = 0.85 cm²

➤ **L'espacement :**

- **Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

• **Vérification a l'ELS :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable est :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.15} = 0.28 \text{ m.} \\ e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m.} \end{cases}$$

$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.056 = 0.224 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \text{tel que : } \begin{cases} P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$\Rightarrow P = -3 \times 0.224^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.224) = -0.16141 \text{ m}^2 \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$\Rightarrow q = -2 \times 0.224^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.224)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.224 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.224 = 0.004 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.004^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.004) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

• Schéma de ferrailage:

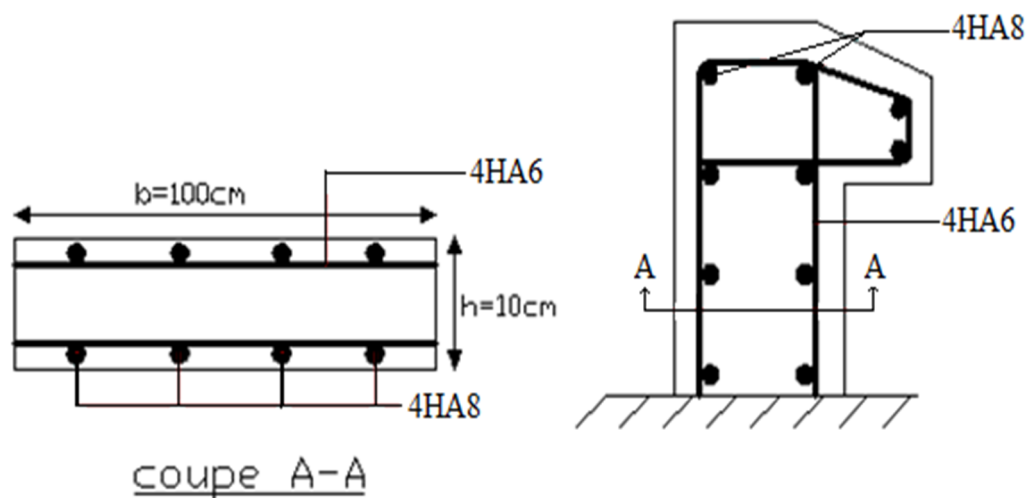


Fig III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3) Etude des escaliers

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

La volée $\Rightarrow \begin{cases} G_V = 7.42 \text{ K N/m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ K N/m}^2 \end{cases}$

Le palier $\Rightarrow \begin{cases} G_P = 4.90 \text{ K N/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ K N/m}^2 \end{cases}$

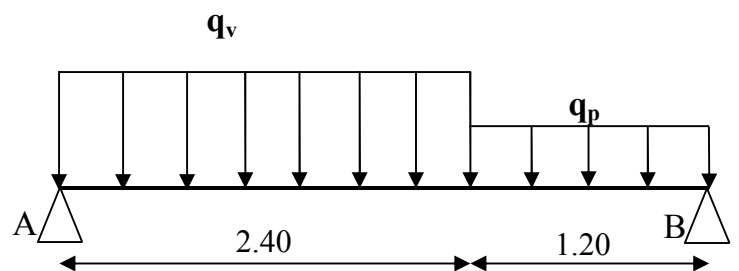


Fig III.18 : Schéma statique de l'escalier.

III.3.1) Calcul du chargement :

- **Calcul a l'ELU :**

$$\begin{cases} q_{V u} = 1.35 \times G_V + 1.5 \times Q_V \\ q_{V u} = 1.35 \times 7.42 + 1.5 \times 2.50 \end{cases} \Rightarrow q_{V u} = 13.77 \text{ K N/m l}$$

$$\begin{cases} q_{P u} = 1.35 \times G_P + 1.5 \times Q_P \\ q_{P u} = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 2.50 \end{cases} \Rightarrow q_{P u} = 10.36 \text{ K N/m l}$$

- **Calcul a l'ELS :**

$$\begin{cases} q_{V s} = G_V + Q_V \\ q_{V s} = 7.42 + 2.50 \end{cases} \Rightarrow q_{V s} = 9.92 \text{ K N/m l}$$

$$\begin{cases} q_{P s} = G_P + Q_P \\ q_{P s} = 4.90 + 2.50 \end{cases} \Rightarrow q_{P s} = 7.40 \text{ K N/m l}$$

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

$$\sum F/ \neq 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_v \times 2.40 + q_p \times 1.20$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 45.48 \text{ K N}$$

$$\sum M/ \neq 0 \Rightarrow -R_B \times 3.60 + q_v \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_p \times 1.20 \times \left(2.40 + \frac{1.20}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 24.10 \text{ K N} \\ R_B = 21.38 \text{ K N} \end{cases}$$

III.3.2) Calcul des sollicitations :

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

Pour : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$.

Donc : $\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times \frac{x^2}{2} + R_A \times x = 0 .$

$M(x) = -6.88 \times x^2 + 24.10 \times x$

$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ K Nm} \\ M(2.40) = 18.21 \text{ K Nm} \end{cases}$

$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -13.77 \times x + 24.10 = 0 \Rightarrow x_0 = 1.75 \text{ m}.$

$M_{m \text{ a } x} = M(x_0) = 21.10 \text{ K Nm}$

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - q_v \times x - T = 0$

$T(x) = 24.10 - 13.77 \times x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.10 \text{ K N} \\ T(2.40) = -8.95 \text{ K N} \end{cases}$

Pour : $2.40 \leq x \leq 3.60\text{m}.$

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A - 2.4 \times q_v - q_p \times (x-2.4) - T = 0$

$T(x) = -10.36 \times x + 15.91$

$\begin{cases} T(2.40) = -8.95 \text{ K N} \\ T(3.60) = -21.38 \text{ K N} \end{cases}$

$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M - q_v \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2} + (x-2.4))$

$q_p \times \frac{(x-2.4)^2}{2} + R_A \times x = 0.$

$M(x) = -5.18 \times x^2 + 15.91 \times x + 9.83$

$\begin{cases} M(2.40) = 18.18 \text{ KN.m} \\ M(3.60) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_{\max} = 21.10 \text{ KN.m}$

$V_{\max} = 24.10 \text{ KN}$

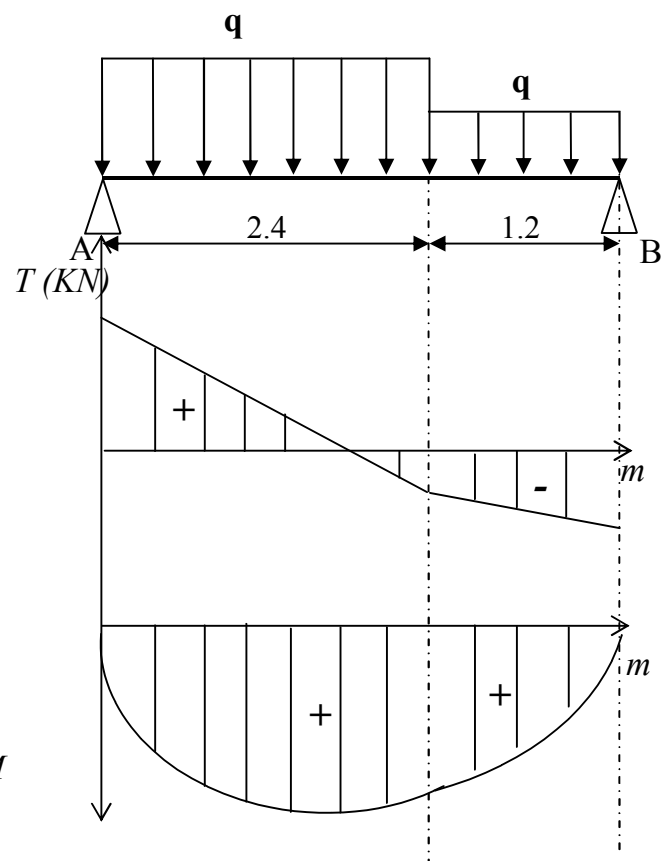
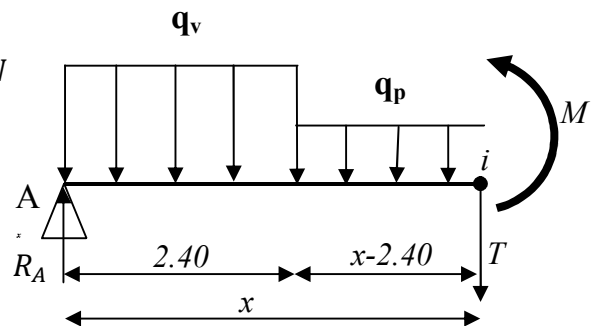
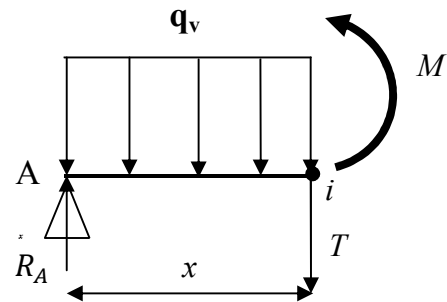


Fig III.19 : Schémas des sollicitations.

• **En appui**

$$\mu_{b u} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{b u}} \Rightarrow \mu_{b u} = \frac{10.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_{b u} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}}{0.8} = 0.065.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.116 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \times f_{s t}} = \frac{10.55 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} = 2.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{m i n} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t z^8}{f_e} = 0.23 \times 1.00 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{m i n} = 1.45 \text{ c m}^2 < A_t = 2.61 \text{ c m}^2 \dots \dots \dots \text{(vér i fié)}$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage :

Tableau III.16 : Résultat de ferrailage de l'escalier.

Localisation	M(KN/m)	$\mu_{b u}$	α	Z(m)	$A_{c a} (c \text{ m}^2)$	$A_{m i} (c \text{ m}^2)$	$A_{a d o é} (c \text{ m}^2/m)$
Travée	15.82	0.077	0.10	0.115	3.95	1.45	4HA12=4.52
Appui	-10.55	0.051	0.065	0.116	2.61	1.45	4HA10=3.14

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

• **En appui**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ c m}^2$$

- En travée

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ c m}^2$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_r^a = 4H \text{ B/m } l= 2.01 \text{ c m}^2. \\ A_r^t = 4H \text{ A0/m } l= 3.14 \text{ c m}^2. \end{cases}$$

III.3.4) Vérification à l'ELU :

III.3.4.1) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.10 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.12} = 0.20 \text{ M P a}$$

Fissuration peu nuisible .

$$\bar{\tau}_u = m i r d (2f_c / \gamma_b ; 5 \text{ M P a}) = m i (0.13 \times 25 ; 5 \text{ M P a}) = 3.33 \text{ M P a}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ M P a} \ll \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ M P a} \dots \dots \dots (vér i f i \grave{a})$$

Pas de risque de cisaillement.

III.3.4.2) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \left(V + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24.1 \times 10^{-3} - \frac{10.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12} \right) \times \frac{1.15}{400} = -2.11 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3.14 \text{ c m}^2 > -2.11 \text{ c m}^2 \dots \dots \dots (vér i f i \grave{a})$$

III.3.4.3) Espacement des armatures :

Les règles d'espacement des barres données par le BAEL 91 sont :

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq m i (3h ; 33c m) = 33 \text{ c m}$$

$$S_t = 25 \text{ c m}$$

b) Armatures transversales :

$$S_t \leq m i (4h ; 45c m) = 45 \text{ c m}$$

$$S_t = 25 \text{ c m}$$

III.3.5) Vérification à l'ELS :

III.3.5.1) Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{b c} = \frac{M_{s e} \gamma}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c 28} = 15 \text{ M P a}$$

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

$$M_t^{ser} = 11.38 \text{ K Nm} \quad ; \quad M_a^{ser} = -7.59 \text{ K Nm}$$

$$T^{max} = 17.36$$

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

Tableau III.17 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	$M_{se} (K \cdot m)$	$I (c \cdot n^4)$	$y (c \cdot n)$	$\sigma_b (M \cdot P)$	$\bar{\sigma}_b (M \cdot P)$	Observation
Travée	11.38	6324.56	3.41	6.13	15	Vérifiée
Appui	-7.59	4713.12	2.92	4.70	15	Vérifiée

III.3.5.2) Vérification de l'adhérence :

$$\xi_{se} = \frac{V_{ser}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu = 4 \times \pi \times 1.00 = 12.56 \text{ c m}$$

$$\xi_{se} = \frac{17.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times (12.56 \times 10^{-2})} = 1.28 \text{ M P a}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ M P a}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\xi_{se} = 1.28 \text{ M P a} < 2.835 \text{ M P a} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture adhésive}$$

III.3.5.3) Vérification de l'état limite de déformation

a) Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{2.84} = 0.049 \quad \text{et} \quad \frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche s'arrête.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

$$\text{Tel que : } f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

❖ Exemple de calcul

$$y = 3.41 \text{ cm} \quad ; \quad I = 6324.56 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15(4.52 \times 12)}{100 \times 14 + 15 \times 4.52} = 7.23 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad y_G = 7.23 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times 14^3 + 100 \times 14 \times \left(\frac{14}{2} - 7.23 \right)^2 + 15[4.52 \times (12 - 7.23)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 93083.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 3.77 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{3.77 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 5.57$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 5.57 \Rightarrow \lambda_v = 2.23$$

✓ **Evaluation des moments en travée**

$$q_{e\ q} = \frac{q_v \times 2.40 + q_v \times 1.30}{2.40 + 1.30}$$

$q_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

$q_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée.

$q_{p\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times 4.90 = 4.90\ K\ N/m\ l$$

$$q_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times 6.58 = 6.58\ K\ N/m\ l$$

$$q_{p\ s\ e\ \bar{r}} = 1.00 \times 9.08 = 9.08\ K\ N/m\ l$$

$$M_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{q_{g\ s\ e\ \bar{r}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{6.58 \times 3.60^2}{8} = 8.00\ K\ Nm$$

$$M_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{q_{j\ s\ e\ \bar{r}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{4.90 \times 3.60^2}{8} = 5.95\ K\ Nm$$

$$M_{p\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{q_{p\ s\ e\ \bar{r}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{p\ s\ e\ \bar{r}} = 0.75 \times \frac{9.08 \times 3.60^2}{8} = 11.03\ K\ Nm$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 15 \times \frac{M_{g\ s\ e\ \bar{r}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{g\ s\ e\ \bar{r}} = 15 \times \frac{8 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 161.27\ M\ P\ a$$

$$\sigma_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 15 \times \frac{M_{j\ s\ e\ \bar{r}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{j\ s\ e\ \bar{r}} = 15 \times \frac{5.95 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 121.22\ M\ P\ a$$

$$\sigma_{p\ s\ e\ \bar{r}} = 15 \times \frac{M_{p\ s\ e\ \bar{r}} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{11.03 \times 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.56 \times 10^{-8}} = 224.71\ M\ P\ a$$

✓ Calcul de μ : $s_i \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gse\bar{r}} \times f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 161.93 + 2.1} = 0.19$$

$$\mu_{jse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jse\bar{r}} \times f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 121.22 + 2.1} = 0.06$$

$$\mu_{pse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pse\bar{r}} \times f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pse\bar{r}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 224.71 + 2.1} = 0.33$$

✓ Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{fg\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gse\bar{r}}} \Rightarrow I_{fg\bar{r}} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.19} = 49745.76c \text{ m}^4$$

$$I_{fj\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jse\bar{r}}} \Rightarrow I_{fj\bar{r}} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.06} = 76743.90c \text{ m}^4$$

$$I_{fp\bar{r}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pse\bar{r}}} \Rightarrow I_{fp\bar{r}} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 5.57 \times 0.33} = 36077.55c \text{ m}^4$$

$$I_{fv\bar{g}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gse\bar{r}}} \Rightarrow I_{fv\bar{g}} = \frac{1.1 \times 93083.37}{1 + 2.23 \times 0.19} = 71919.44c \text{ m}^4$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{igse\bar{r}} = \frac{M_{gse\bar{r}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg\bar{r}}} \Rightarrow f_{igse\bar{r}} = \frac{8 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 49745.76 \times 10^{-8}} = 6.48 \times 10^{-4}m$$

$$f_{ijse\bar{r}} = \frac{M_{jse\bar{r}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj\bar{r}}} \Rightarrow f_{ijse\bar{r}} = \frac{5.95 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 76743.9 \times 10^{-8}} = 3.12 \times 10^{-4}m$$

$$f_{ipse\bar{r}} = \frac{M_{pse\bar{r}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp\bar{r}}} \Rightarrow f_{ipse\bar{r}} = \frac{11.03 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 36077.55 \times 10^{-8}} = 1.23 \times 10^{-3}m$$

$$f_{vgs\bar{e}} = \frac{M_{gse\bar{r}} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv\bar{g}}} \Rightarrow f_{vgs\bar{e}} = \frac{8 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 10721.4 \times 71919.44 \times 10^{-8}} = 1.34 \times 10^{-3}m$$

✓ La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{vgs\bar{e}} + f_{ipse\bar{r}} + f_{igse\bar{r}} + f_{ijse\bar{r}}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 1.23 \times 10^{-1} + 1.34 \times 10^{-1} - 6.48 \times 10^{-2} - 3.12 \times 10^{-2} = 0.16 \text{ c m}$$

$\Delta f = 0.16 \text{ c m} > f_{a d m} = 0.72 \text{ c m}$(la flèche est vérifiée).

III.3.6) Schéma de ferrailage :

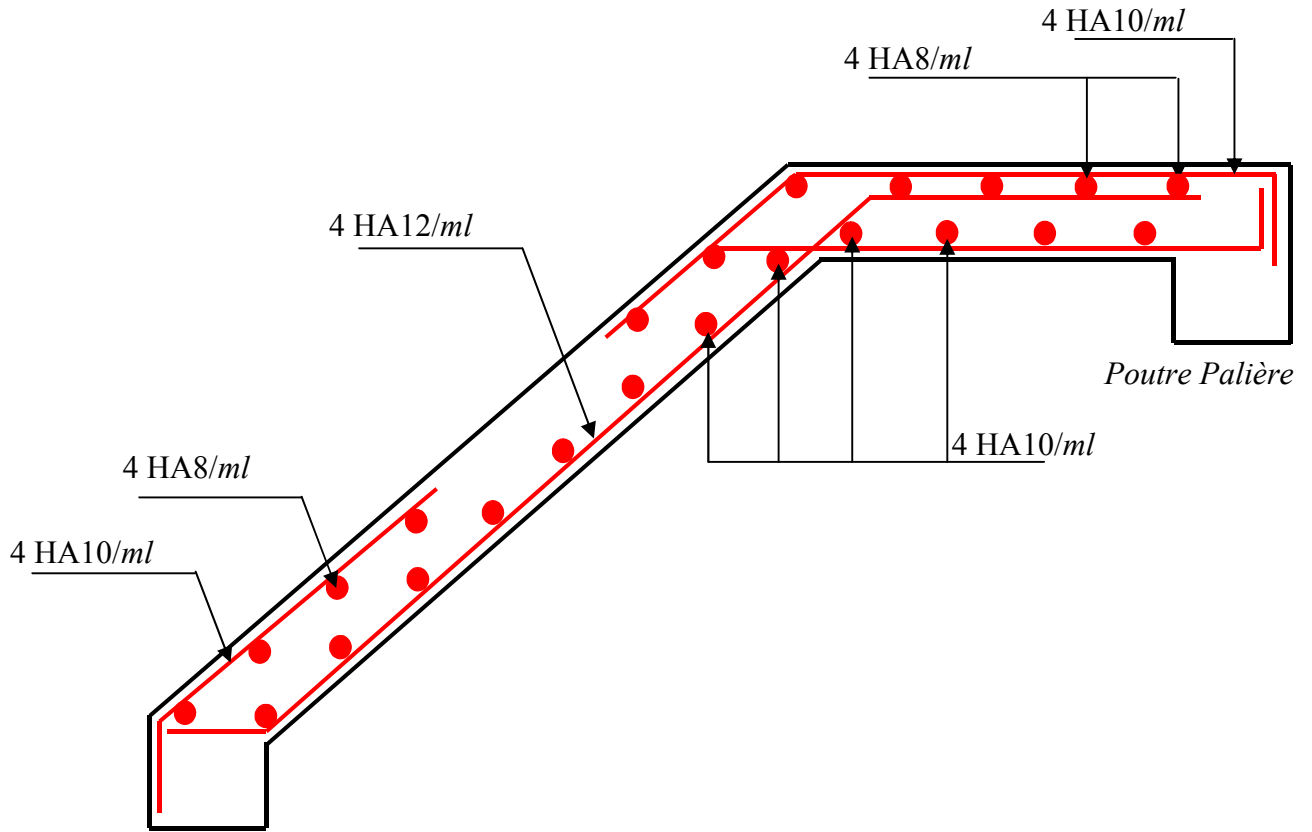


Fig III.21 : Schéma de ferrailage de la volée.

III.4) Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous forme de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

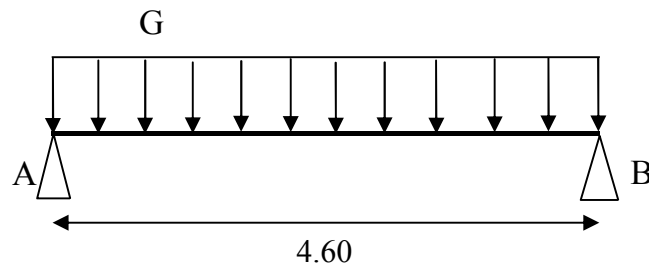


Fig III.22 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1) Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Art 9.3.3)}$$

- **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On prend : } h=30 \text{ cm ; } b=35 \text{ cm}$$

III.4.2) Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

G_p : Poids propre de la poutre.

$$G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ K N/m}$$

R_B : Réactions aux appuis (poids transmis par la volée et le palier).

A l'ELU

$$R_B = 21.38 \text{ K N/m l}$$

$$\text{Avec : } P_u = 1.35 \times (G_p) + R_B = 1.35 \times (2.62) + 21.38 = 24.92$$

$$\Rightarrow P_u = 24.92 \text{ K N/m l}$$

A l'ELS

$$R_B = 15.34 \text{ K N}$$

$$\text{Avec : } P_s = G_p + R_B = 2.62 + 15.34 = 17.96 \Rightarrow P_s = 17.96 \text{ K N/m l}$$

III.4.3) Calcul des sollicitations :

- **à l'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{24.92 \times 4.60^2}{8} = 65.91 \text{ K Nm}$$

- ✓ **En travée**

$$M_t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 65.91 = 56.02 \text{ K Nm}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{m i n} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{m i n} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (vér i fié)$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage :

Tableau III.18 : Les sections de ferrailage.

Localisation	M(KN.m)	b(m)	D(m)	$\mu_{b i}$	α	Z(m)	A(cm ²)	A _{adopter}
Travée	56.02	0.30	0.33	0.12	0.16	0.31	5.19	5HA12=5.65
Appuis	-26.36	0.30	0.33	0.056	0.072	0.32	2.36	4HA10=3.14

III.4.5) Vérification de l’effort tranchant

$$V_u = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{24.92 \times 4.6}{2} = 57.31 \text{ K N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{57.31 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.58 \text{ M P a}$$

Fissuration peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = m i n(2f_c / \gamma_b ; 5 \text{ M P a}) = m i n(0.13 \times 25 ; 5 \text{ M P a}) = 3.33 \text{ M P a}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ M P a} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ M P a} \dots \dots \dots (vér i fié)$$

Pas de risque de cisaillement

III.4.6) Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq m i n\left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_l^{m i n}\right) \Rightarrow \phi \leq m i n\left(\frac{35}{30} ; \frac{30}{10} ; 1.4\right) = 1 \text{ cm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit : } 3\phi 10 \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

• **Espacement**

$$S_t \leq m i n(0.9d ; 40c) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t 2})} \dots \dots \dots (2)$$

K = 1 : flexion simple, pas de reprise de bétonnage.

D'où :

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 3.14}{30 \times (0.58 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq -669.86 \text{ c m}$$

\Rightarrow on la prend pas éactâ dâflâ ort thant cest assez faible

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b \times 0.4} \Rightarrow \frac{400 \times 3.14}{30 \times 0.4} \Rightarrow S_t \leq 104.67 \text{ c m} \dots \dots \dots (3)$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ c m}$

III.4.7) Vérification à l'ELS

III.4.7.1) Vérification des contraintes dans le béton

a) En travée

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 5.65 \times (33 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 11.12 \text{ c m}$$

✓ **Calcul de I**

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

$$I = \frac{30 \times 11.12^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (33 - 11.12)^2 \Rightarrow I = 54323.11 \text{ c m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.37 \times 10^{-3} \times 11.12 \times 10^{-2}}{54323.11 \times 10^{-8}} = 8.26 \text{ M P} \ll \sigma_b = 15 \text{ M P a} \dots \dots \dots (\text{vér i fé})$$

b) En appui

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (33 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.73 \text{ c m}$$

✓ Calcul de I

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

$$I = \frac{30 \times 8.73^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (33 - 8.73)^2 \Rightarrow I = 34396.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19 \times 10^{-3} \times 8.73 \times 10^{-2}}{34396.82 \times 10^{-8}} = 4.82 \text{ MPa} \ll \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{vérifié})$$

III.4.7.2) Vérification de l'état limite de déformation

a) Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.60} = 0.076 \quad \text{et} \quad \frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (\text{vérifié})$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{40.37}{10 \times 47.5} = 0.085 \quad \text{donc} \quad \frac{h}{L} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (\text{non vérifié})$$

⇒ la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5 m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

a.1) Exemple de calcul

$$y = 11.12 \text{ c m} ; \quad I = 54323.11 \text{ c m}^4 ; \quad A_s = 5.65 \text{ c m}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ M P a} ; \quad E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ M P a}$$

- **Calcul de I_0**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n[A_s \times (d - y_G)^2 + A' \times (y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{30 \times \frac{35^2}{2} + 15(5.65 \times 33)}{30 \times 35 + 15 \times 5.65} \quad \Rightarrow \quad y_G = 18.65 \text{ c m}$$

$$I_0 = \frac{30}{3} \times 35^3 + 30 \times 35 \times \left(\frac{35}{2} - 18.65\right)^2 + 15[5.65 \times (33 - 18.65)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 4475990.50 \text{ c m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{30 \times 33} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{d}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{30}{33}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 4.20$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 4.20 \Rightarrow \lambda_v = 1.68$$

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jse} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

$q_{gse} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée.

$q_{pse} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jse} = 1.00 \times 2.62 = 2.62 \text{ K N/m l}$$

$$q_{gse} = 1.00 \times 6.58 = 6.58 \text{ K N/m l}$$

$$q_{pse} = 1.00 \times 9.08 = 9.08 \text{ K N/m l}$$

$$M_{gse} = 0.75 \times \frac{q_{gse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gse} = 0.75 \times \frac{6.58 \times 4.60^2}{8} = 13.05 \text{ K Nm}$$

$$M_{jse} = 0.75 \times \frac{q_{jse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jse} = 0.75 \times \frac{2.62 \times 4.60^2}{8} = 5.20 \text{ K Nm}$$

$$M_{pse} = 0.75 \times \frac{q_{pse} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pse} = 0.75 \times \frac{9.08 \times 4.60^2}{8} = 18.01 \text{ K Nm}$$

- **Contraintes**

$$\sigma_{gse} = 15 \times \frac{M_{gse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gse} = 15 \times \frac{13.05 \times 10^{-3} (0.33 - 0.11)}{54323.11 \times 10^{-8}} = 79.27 \text{ M Pa}$$

$$\sigma_{jse} = 15 \times \frac{M_{jse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jse} = 15 \times \frac{5.20 \times 10^{-3} (0.33 - 0.11)}{54323.11 \times 10^{-8}} = 31.58 \text{ M Pa}$$

$$\sigma_{pse} = 15 \times \frac{M_{pse} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pse} = 15 \times \frac{18.01 \times 10^{-3} (0.33 - 0.11)}{54323.11 \times 10^{-8}} = 109.40 \text{ M Pa}$$

- **Calcul de μ :** $s_i \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_{gse} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{gse} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5 \times 10^{-3} \times 79.27 + 2.1} = 0.002$$

$$\mu_{jse} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{jse} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5 \times 10^{-3} \times 31.58 + 2.1} = -0.34 \cong 0$$

$$\mu_{pse} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pse} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_{pse} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5 \times 10^{-3} \times 109.4 + 2.1} = 0.14$$

- **Calcul des inerties fictives I_f**

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{gse}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 447590.5}{1 + 4.2 \times 0.002} = 488248.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{jse}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 447590.5}{1} = 492349.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pse}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 447590.5}{1 + 4.2 \times 0.14} = 310043.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} \bar{g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ft} \bar{g} = \frac{1.1 \times 447590.5}{1 + 1.62 \times 0.002} = 490700.80 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{igs} \bar{e} = \frac{M_{gse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow f_{igs} \bar{e} = \frac{13.05 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 488248.26 \times 10^{-8}} = 1.7 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{ijs} \bar{e} = \frac{M_{jse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow f_{ijs} \bar{e} = \frac{5.20 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 492349.55 \times 10^{-8}} = 7.00 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f_{ips} \bar{e} = \frac{M_{pse} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow f_{ips} \bar{e} = \frac{18.01 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 310043.8 \times 10^{-8}} = 3.82 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{vgs} \bar{e} = \frac{M_{gse} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \Rightarrow f_{ijs} \bar{e} = \frac{13.05 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 10721.4 \times 490700.8 \times 10^{-8}} = 5.24 \times 10^{-4} \text{ m}$$

• **La flèche totale Δf**

$$\Delta f = f_{vgs} \bar{e} + f_{ips} \bar{e} - f_{igs} \bar{e} - f_{ijs} \bar{e}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 5.24 \times 10^{-2} + 3.82 \times 10^{-2} - 7.00 \times 10^{-3} - 1.70 \times 10^{-2} = 0.066 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.066 \text{ cm} > f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{ flèche est vérifiée.})$$

III.4.8) Calcul à la torsion

Le moment de torsion est le moment statique au niveau de l'appui B. D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω, (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \quad \text{t e l q u e } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : Est le périmètre de la section creuse.

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

III.4.8.1) Ferrailage

• **Calcul du moment de torsion**

Le moment de torsion n'est que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui

$$M_t = -0.5 \times M_0^{max} \times l = -10.55 \times 0.5 \times 4.60 = -24.26 \text{ K Nm}$$

$$A_t = \frac{M_t \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{24.26 \times 10^{-3} \times 1.1}{2 \times 0.075 \times 348} = 5.11 \times 10^{-4} m^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_t = 5.11 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentes à la torsion**

$$\tau_{tors} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.26 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2f_c / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (vérifié)}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

• **Choix des armatures**

La section total des armatures a adopté est :

✓ **En travée**

$$A_s = A_l(\text{flex}) + \frac{1}{2} A_l(\text{tors}) = 5.19 + \frac{1}{2} \times 5.11 = 7.74 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12+3HA14 = 8.01cm²** .

✓ **En appui :**

$$A_s = A_l(\text{flex}) + \frac{1}{2} A_l(\text{tors}) = 2.36 + \frac{1}{2} \times 5.11 = 4.91 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12+3HA10 = 5.75 cm²** .

• **Calcul des armatures transversales**

✓ **En travée**

S_t = 15 cm.

$$A_{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{24.26 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.7 \times 10^{-4} m^2$$

✓ **En appui**

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{t o r} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{t o r} = \frac{24.26 \times 10^{-3} \times 0.10 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.46 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Section d'armature transversale à prendre :

✓ **En travée**

$$A_s = A_t(\text{flex}) + A_t(\text{tors}) = 2.36 + 0.7 = 3.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**.

✓ **En appui :**

$$A_s = A_l(\text{flex}) + \frac{1}{2} A_l(\text{tors}) = 2.36 + 0.46 = 2.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**.

On choisit un cadre et un étrier de : **H A 1 0**

III.4.9) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

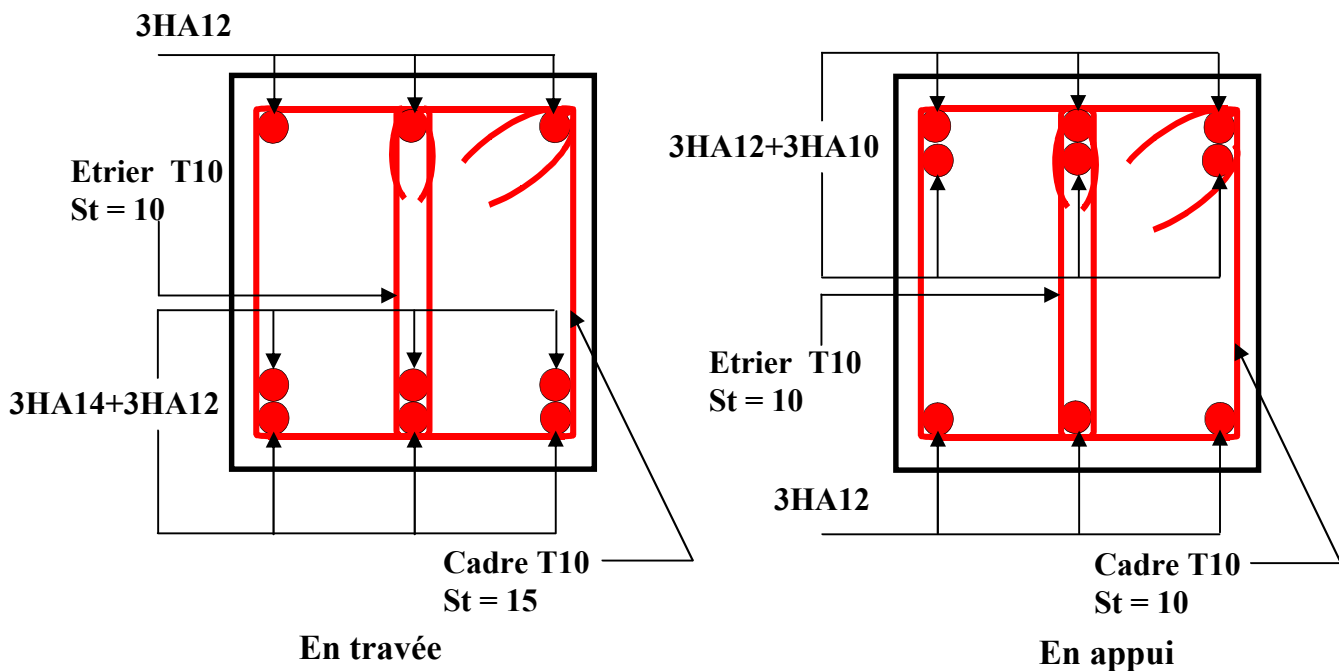


Fig III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5) Etude de la dalle d'ascenseur :

III.5.1) Définition et caractéristiques :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Il est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale muni d'un dispositif mécanique permettant son déplacement.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

- $V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.

$$\left. \begin{array}{l} P_m = 15\text{KN} \\ D_m = 82\text{KN} \end{array} \right\} \text{charges dues au locale des machines.}$$

- $F_c = 102\text{KN}$: charge de la cuvette.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s * T_s = 160 * 170$ dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 15 + 51 + 6.3 = 72.3\text{KN.}$$

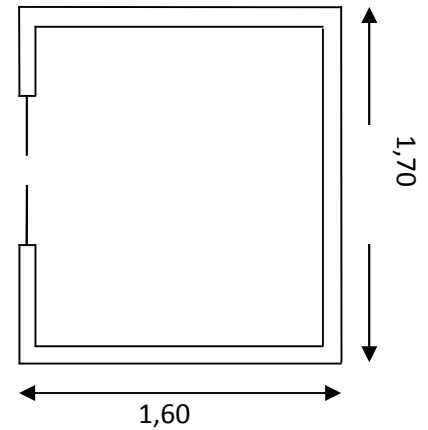


Fig III.24 : Cage d'ascenseur.

On définit deux types de dalles qui sont :

- 1) dalle du locale des machines.
- 2) dalle de la cuvette.

III.5.2) Calcul de la dalle du locale des machines :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h = 20\text{ cm}$.

On a $P = 72,3\text{ KN}$.

$h = 20\text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_0 = 4\text{ cm}$: revêtement en béton.

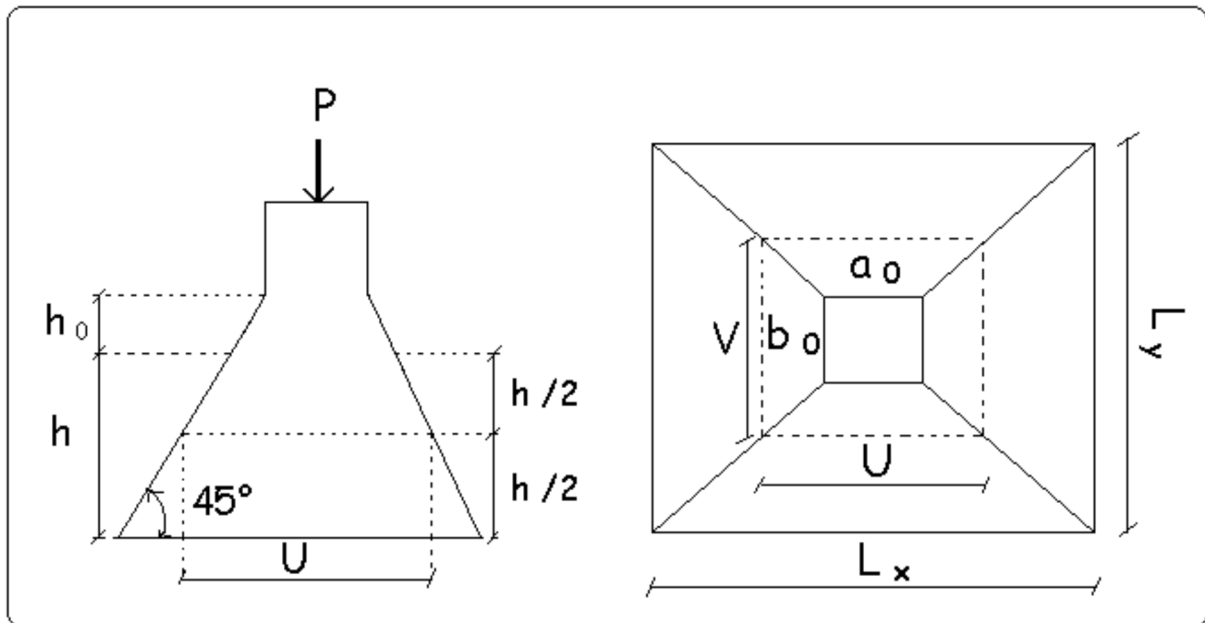


Fig III.25 : Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact.

a_0 et U dimensions // $l_x=160$.

b_0 et V dimensions // $l_y=170$.

U et V les côtés du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

Avec :

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2 \xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2 \xi h_0 \end{cases}$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) (BAEL)

$a_0=b_0=80\text{cm}$

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + 2 * 4 = 108 \text{ cm.} \\ V = 80 + 20 + 2 * 4 = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

On voit bien que la surface d'impact est inférieure à celle du panneau de dalle.

III.5.3) Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) \dots\dots\dots \text{BAEL91} \\ M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

avec : ν est le coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On : } \rho = \frac{160}{170} = 0,94 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{108}{160} = 0,67 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{108}{170} = 0,63$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud on obtient :(annexe)

$$\begin{cases} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

$$P_u = 1,35 * 72,3 = 97,61 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97,61 * 0,085 = 8,29 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97,61 * 0,067 = 6,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho = 0,94 > 0,4 \quad \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \quad \dots\dots\dots \text{(annexe)} \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,04 = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9,44 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0419 * 9,44 * (1,60)^2 = 1,01 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,8875 * 1,01 = 0,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,43 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 7,43 = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 9,30 = 7,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 * M_x = 0,3 * 7,90 = 2,37 \text{ KN.m}$$

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

• **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages :**

Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle du local machine.

Localisation	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
En travée (x)	7.90	1.27	4HA8=2.01
En travée (y)	6.31	1.01	4HA8=2.01
En appui	-2.37	0.37	4HA8=2.01

d) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} > e = 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,94 > 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰ pour : HAfeE400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,94}{2} \right) * 0,2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,64 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

e) Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL 91 article A.5.2,42 page 63, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c est le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (108 + 108) = 432 \text{ cm}$$

$$0,045 * 4,32 * 0,2 * 25 * 10^3 / 1,5 = 648 \text{ KN}$$

donc : $P_u = 97,61 \text{ KN} < 648 \text{ KN}$ c'est vérifié.

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **les espacements :**

$$\text{On doit vérifier : } S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$U = V \Rightarrow T_U = T_V = \frac{P_U}{3 * U_C} = \frac{97.61}{3 * 4.32} = 7.53 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_U}{b * d} = \frac{7.53 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.041 \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

III.5.4) Vérification à l'ELS :

✓ Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 72.3 (0.085 + 0.2 * 0.067) = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 72.3 (0.067 + 0.2 * 0.085) = 6.07 \text{ KN.m}$$

✓ Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.94 \\ v = 0.2 \end{array} \right. \rightarrow \mu_x = 0.0491 \quad ; \quad \mu_y = 0.9087.$$

$$M_{x2} = 0.0491 * 6.88 * (1.60)^2 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.9087 * 0.82 = 0.74 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée et en appui :**

$$M_{tx} = 0.85 (7.11 + 0.82) = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 (6.07 + 0.74) = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 * M_x = -2.02 \text{ KN.m}$$

III.5.4.1) État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

- **Calcul de y :** $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$
- **Calcul de I :** $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab.3.49) suivant :

Tableau III.20 : Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	- 2.02	2.7	1.1	15
Travées (x)	6.74	2.7	3.2	15
Travées (y)	5.78	2,7	2,7	15

III.5.4.2) État limite de déformation :

a) Vérification de la flèche :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{170} = 0.117 \geq \frac{1}{16} = 0.06. \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ \frac{20}{170} = 0.117 \geq \frac{5.78}{10 \times 6.81} = 0.084. \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ \frac{201}{10818} = 0.0011 \leq \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.5.5) Schéma de ferrailage :

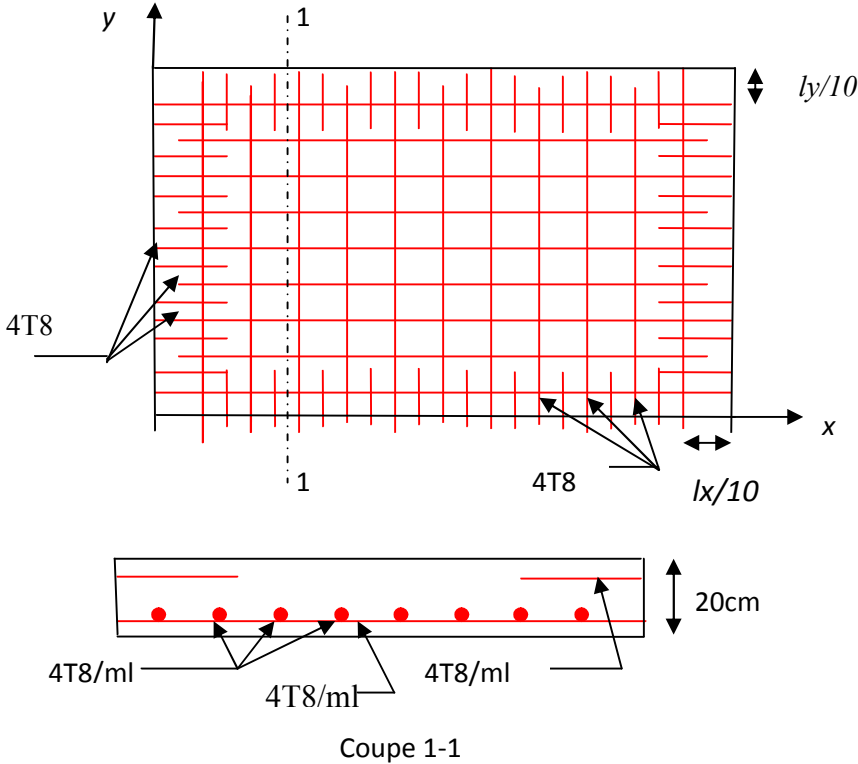


Fig III.26 : Schéma du ferrailage de la dalle du locale de machine.

IV.1. INTRODUCTION

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+8+1 entresol contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel de calcul Robot Structural Analysis.

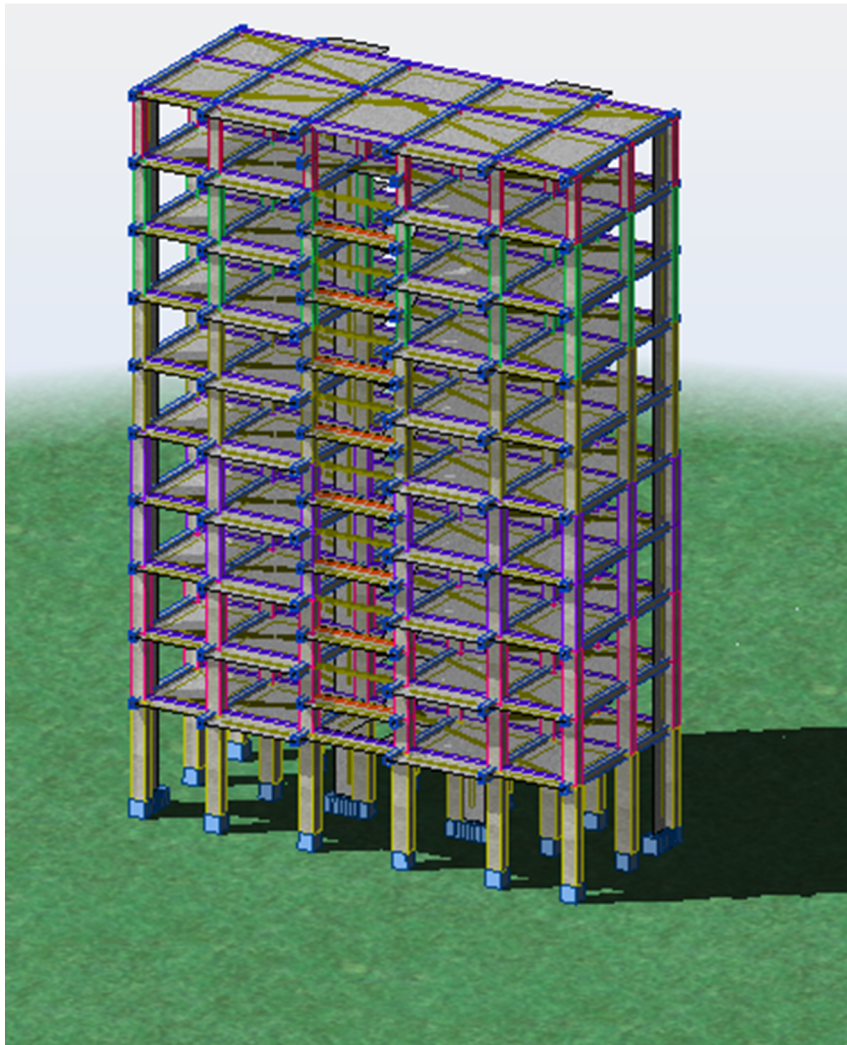


Fig IV.1 : Vue en 3D de la modélisation par ROBOT.

IV.1.Méthodes de calcul

Le RPA99/2003 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

a. Méthode statique équivalente

a.1.Principe

Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

a.2.Condition d'application

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2) la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre 3, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus ou égale à 65m en zone I et II et 30m en zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en(1), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes.

Zone IIa : {

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.} \\ \text{Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.} \\ \text{Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.} \end{array} \right.$

a.3.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a : $\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15.$

- R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur donnée par le **tableau (4-3) du RPA 99** en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5.$

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-4)}$

✓ p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau 4-4(RPA 99/2003).**

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

- W : Poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^{10} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) du RPA99/2003**.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour usage d'habitation.} \\ 0.4 & \text{pour usage de service.} \\ 0.6 & \text{pour usage commercial.} \end{cases}$$

Donc : $W = 23081.21$ KN.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\begin{cases} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Art 4.2.4).} \\ T_{x,y} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D'}} \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Formule 4-7)} \end{cases}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T ; T_{x,y})$

$h_N = 31.04\text{m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$\Rightarrow C_T = 0,05 \dots\dots\dots \text{RPA (tableau 4.6)}$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T = 0.65\text{s}$.

$$T_{x,y} = \begin{cases} \text{Sens(x): } D' = 21.50 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.60 \text{ s.} \\ \text{Sens(y): } D' = 8.70 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.94 \text{ s.} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.65; 0.60) = 0.78\text{s} \\ T_y = 1.3 \times \min(0.65; 0.94) = 0.84\text{s} \end{cases}$$

✓ **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99 tableau 4-7**)

Sol meuble \Rightarrow Site (S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_2 < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ T_2 < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA Tableau 4-2**)

$$\begin{cases} \text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7\% \\ \text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10\% \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA (Art 4.2.3)}$$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou : $D_x = 1.51$; $D_y = 1.44$

La force sismique totale dans les deux directions est égale à :

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.20}{5} \times 23161.48 \Rightarrow V_{st,x} = 1259.05 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.20}{5} \times 23161.48 \Rightarrow V_{st,y} = 1200.70 \text{ KN.}$$

b. Les méthodes dynamiques

b.1.Méthode d'analyse par Accélérogrammes

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

b.2.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

b.2.1.Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (**Spectre**).

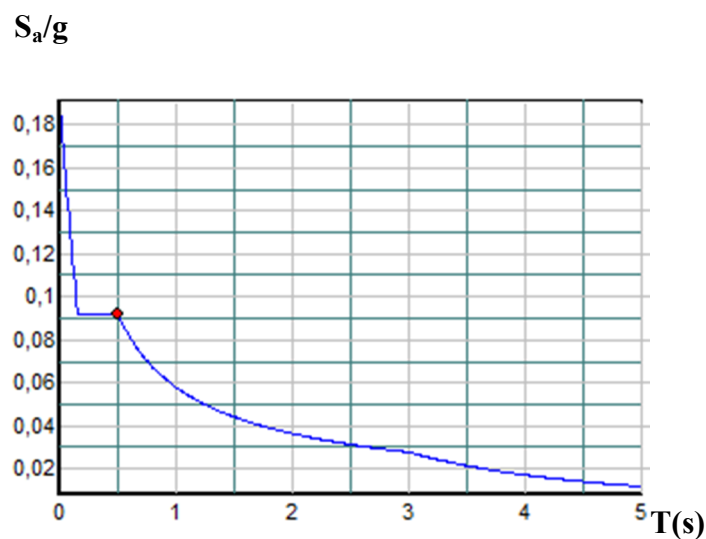


Fig IV.2 : Spectre de réponse.

b.2.2.Les hypothèses

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

IV.2. Description du logiciel ROBOT

Autodesk ROBOT Structural Analysis 2013 est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

➤ Les fonctions les plus importantes de Robot comprennent

- Un éditeur graphique qui permet de définir complètement une structure. Vous pouvez aussi charger un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- Affichage graphique de la structure et des résultats du calcul simultanément dans plusieurs fenêtres.
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, transfert d'objets vers d'autres logiciels).

IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

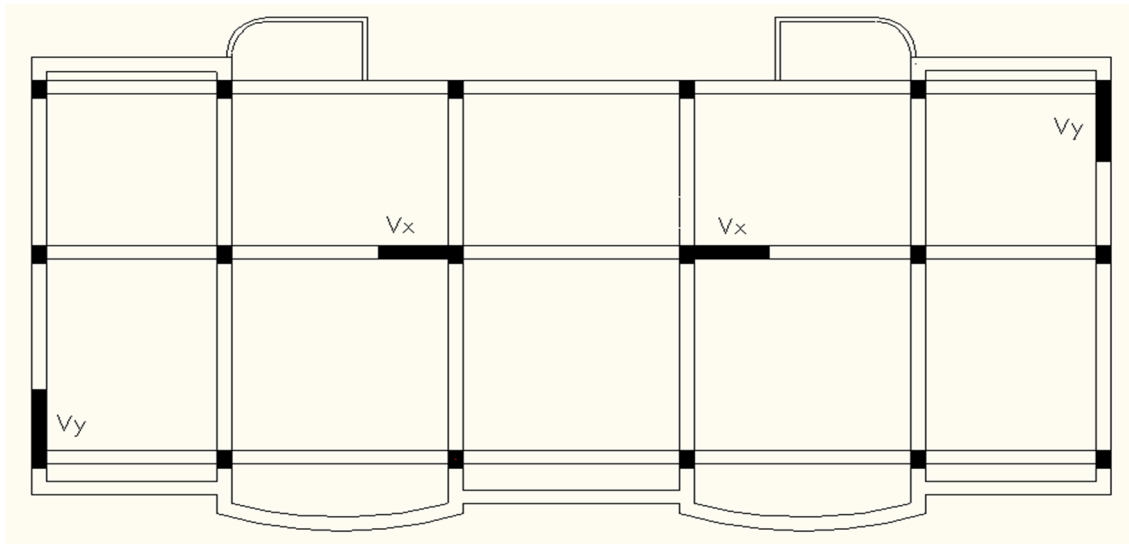


Fig IV.3 : Disposition des voiles.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées [%]			Masse Modale [%]		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0,59	0,16	74,35	0,01	0,16	74,35	0,01
2	0,45	80,16	74,54	0,01	80	0,2	0
3	0,37	81,08	74,55	0,01	0,92	0	0
4	0,2	81,15	93,24	0,06	0,07	18,69	0,05
5	0,17	93,85	93,27	0,06	12,7	0,04	0
6	0,13	93,96	93,28	0,06	0,12	0	0
7	0,11	93,97	96,27	0,15	0,01	3	0,09
8	0,09	96,38	96,28	0,15	2,41	0	0
9	0,09	96,38	96,29	78,73	0	0,01	78,58
10	0,08	96,41	96,29	78,74	0,03	0	0
11	0,08	96,42	97,04	79,67	0,01	0,75	0,93
12	0,07	96,74	97,07	79,67	0,31	0,03	0

IV.5.2. Analyse des résultats

- La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante ($U_Y=74.635\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure IV.3.
- La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X ($U_X=80\%$) voir figure IV.4.
- On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %
($T_x=0.45s \leq T_{sx} = 0.78s$; $T_y=0.59s \leq T_{sy} = 0.84s$).

➤ Premier mode de vibration (Translation suivant l'axe Y) : Période $T = 0.59$ s

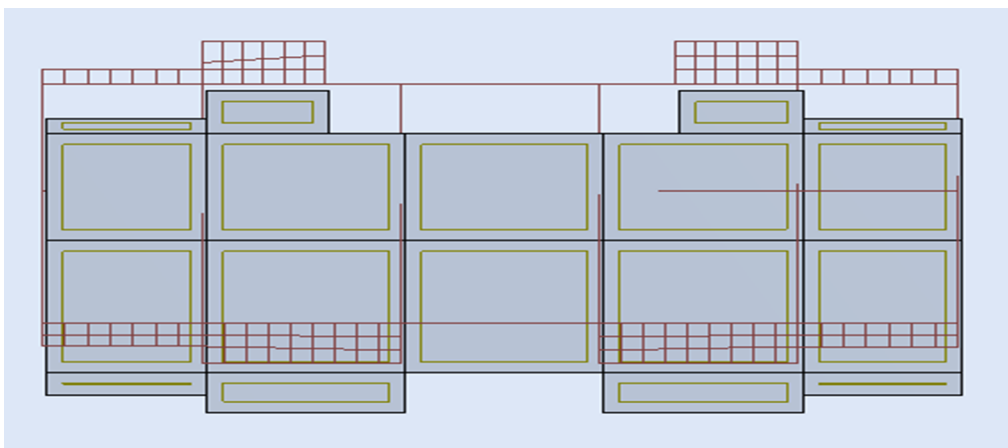


Fig IV.4 : 1^{er} mode de déformation.

➤ Deuxième mode de vibration (Translation suivant l'axe X) : Période $T = 0.45$ s

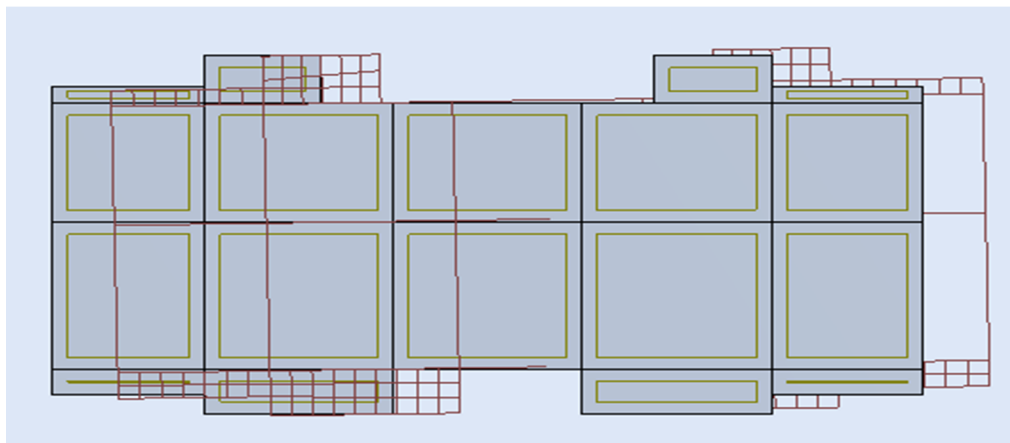


Fig IV.5 : 2^{ème} mode de déformation.

- Deuxième mode de vibration (Rotation suivant l'axe Z) : Période T = 0.37s

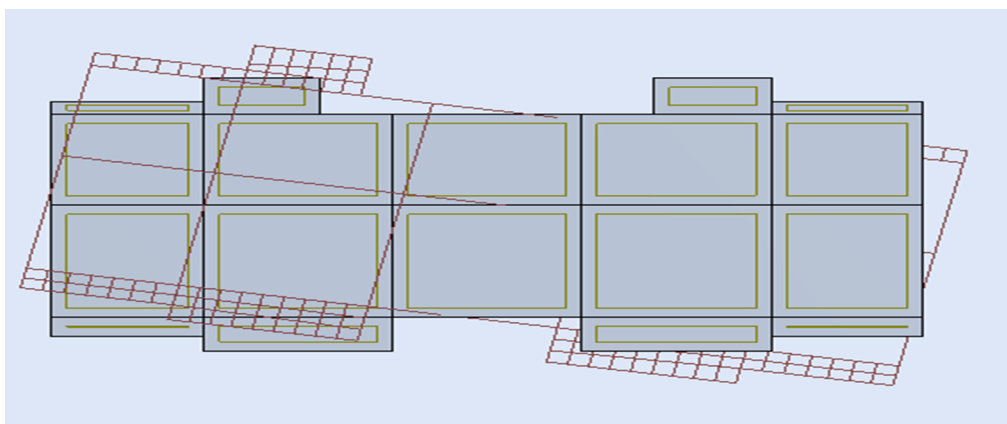


Fig IV.6 : 3ème mode de déformation.

IV.6. Justification de l'interaction voiles portiques

IV.6.1. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ROBOT sont résumés dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
entre sol	22850,45	3412,89	87,01	12,99
RDC	19664,83	3314,9	85,57	14,43
1	17337,09	2894,63	85,69	14,31
2	14588,2	2925,01	83,30	16,70
3	12380,11	2462,78	83,41	16,59
4	9817,45	2382,06	80,47	19,53
5	7743,3	1856,82	80,66	19,34
6	5414,48	1610,62	77,07	22,93
7	3483,19	1006,71	77,58	22,42
8	1481,79	497,73	74,86	25,14

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les trois derniers étages.

IV.6.2. Sous charges horizontales

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ROBOT sont résumés dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Etage	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques [KN]	Voiles [KN]	Portiques [%]	Voiles [%]	Portiques [KN]	Voiles [KN]	Portiques [%]	Voiles [%]
1	1918,13	568,26	77,15	22,85	1549,78	573,29	73,00	27,00
2	1785,14	591,65	75,11	24,89	1413,27	618,45	69,56	30,44
3	1699,01	534,32	76,08	23,92	1334,1	581,43	69,65	30,35
4	1446,21	614,64	70,18	29,82	1104,45	674,1	62,10	37,90
5	1302,81	553,16	70,20	29,80	1001,56	615,88	61,92	38,08
6	1019,96	598,32	63,03	36,97	761,29	669,46	53,21	46,79
7	849,48	497,52	63,06	36,94	644,5	570,26	53,06	46,94
8	570,86	472,52	54,71	45,29	419,37	543,73	43,54	56,46
9	385,65	317,41	54,85	45,15	290,25	376,72	43,52	56,48
10	146,23	177,87	45,12	54,88	110,29	208,27	34,62	65,38

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

et : B_C est l'aire brute du poteau.

Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par le ROBOT sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau en cm ²	N_d	V	$v < 0,3$
Entre sol	70x60	2824,37	0,269	Vérifiée
RDC	65x55	1584,63	0,177	Vérifiée
1	65x55	1384,72	0,155	Vérifiée
2	60x50	1175,51	0,157	Vérifiée
3	60x50	983,86	0,131	Vérifiée
4	55x45	806,32	0,130	Vérifiée
5	55x45	648,82	0,105	Vérifiée
6	50x40	518,53	0,104	Vérifiée
7	50x40	331,74	0,066	Vérifiée
8	45x35	205,2	0,052	Vérifiée

IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces.

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	Observation
Sens xx	1259.05	1007.24	2486.39	Vérifiée
Sens yy	1200.67	960.55	2125.94	Vérifiée

IV.9. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ **RPA99** (Article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par ROBOT sont résumés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Niveau	sens X-X						Sens YY				
	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)
1	4,5	0,007	0,035	0	0,035	0,0078	0,007	0,035	0	0,035	0,00778
2	3,06	0,01	0,05	0,035	0,015	0,0049	0,011	0,055	0,035	0,02	0,00654
3	3,06	0,013	0,065	0,05	0,015	0,0049	0,015	0,075	0,055	0,02	0,00654
4	3,06	0,017	0,085	0,065	0,02	0,0065	0,021	0,105	0,075	0,03	0,00980
5	3,06	0,02	0,1	0,085	0,015	0,0049	0,026	0,13	0,105	0,025	0,00817
6	3,06	0,024	0,12	0,1	0,02	0,0065	0,032	0,16	0,13	0,03	0,00980
7	3,06	0,027	0,135	0,12	0,015	0,0049	0,037	0,185	0,16	0,025	0,00817
8	3,06	0,03	0,15	0,135	0,015	0,0049	0,043	0,215	0,185	0,03	0,00980
9	3,06	0,032	0,16	0,15	0,01	0,0000	0,048	0,24	0,215	0,025	0,00008
10	3,06	0,033	0,165	0,16	0,005	0,0016	0,052	0,26	0,24	0,02	0,00654

• **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x)} : \Delta_{k \max} = 0.035m < 1\% \times h_e = 4.5m \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \text{Sens (y)} : \Delta_{k \max} = 0.035m < 1\% \times h_e = 4.5m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

- p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k », avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)
- v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k »
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : Hauteur de l’étage « k ».
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l’effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyens d’une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le ROBOT sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Vérification vis à vis l’effet P- Δ .

Niveau	$h_k(m)$	$P_k(t)$	Sens XX			Sens YY		
			$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	Θ	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	θ
1	4,5	1129,902	0,045	2486,39	0,003534	0,035	2123,07	0,004156
2	3,06	990,8858	0,015	2376,79	0,002044	0,02	2031,72	0,003202
3	3,06	851,8692	0,02	2233,33	0,00187	0,02	1915,52	0,002949
4	3,06	720,7746	0,02	2060,85	0,002286	0,03	1778,54	0,004042
5	3,06	589,68	0,015	1855,97	0,001557	0,025	1617,44	0,003041
6	3,06	465,8187	0,02	1618,28	0,001881	0,03	1430,75	0,003277
7	3,06	341,9573	0,015	1347	0,001244	0,025	1214,76	0,002383
8	3,06	224,6402	0,01	1043,38	0,001055	0,03	963,11	0,002346
9	306	107,3232	0,015	7,03E+02	4,99E-06	0,025	666,97	0,000014
10	3,06	0	0,005	324,1	0	0,02	318,56	0

Analyse des résultats

On remarque d’après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d’où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.11. Conclusion

La simplicité de la structure doit être prioritaire pour le concepteur. En matière de conception il faut que le concepteur essaie au maximum d’avoir un modèle plus adapté aux excitations sismiques présentes dans la zone considérée. C’est-à-dire un bon dimensionnement

et une bonne disposition des voiles permettent d'avoir une structure symétrique en plan et en élévation. Dans le but d'avoir à répondre aux exigences du RPA99 (version2003), dont il préjuge de vérifier certaines conditions qui sont défavorable à la rigidité de la structure.

Pour la modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot structural analysis 2013, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Après une bonne étude dynamique, on a redimensionné l'élément porteur (poteaux), ce qui nous ramène à l'étude de ces éléments dans le chapitre suivant.

V. 1. Introduction

On désigne sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ces éléments comportent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V. 2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1) 1.35G+1.5Q \\ 2) G+Q \\ 3) G+Q+E \\ 4) G+Q-E \\ 5) 0.8G+E \\ 6) 0.8G-E \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)

V.2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage

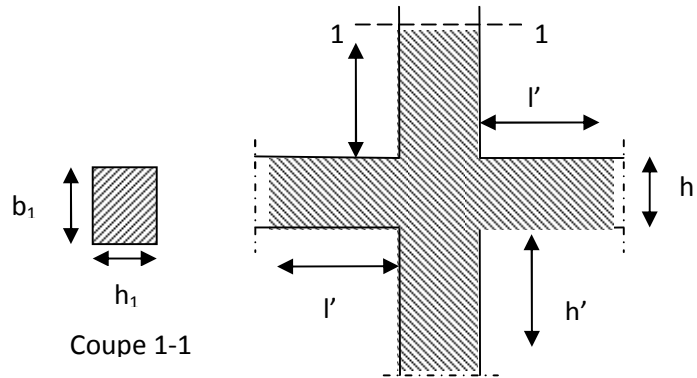


Fig V.1 : La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Entre-sol.	70×60	33.60	168	252.00
RDC et 1 ^{er} étage.	65×55	28.60	143	214.50
2 et 3 ^{ème} étage.	60×50	24.00	120	180.00
4 et 5 ^{ème} étage.	55×45	19.80	99	148.50
6 et 7 ^{ème} étage.	50×40	16.00	80	120.00
8 ^{ème} étage.	45×35	12.60	63	94.50

V.2.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ (En zone IIa).
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ (En zone IIa).

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et : l_f est longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
entre-sol.	2824.37	243.40	-282.37	1862.12	845.37	152.32
RDC et 1 ^{er} étage.	2165.96	161.09	-183.78	1512.58	715.61	-1.16
2 et 3 ^{ème} étage.	1669.08	125.86	-149.41	1222.12	514.60	-0.63
4 et 5 ^{ème} étage.	1182.43	87.24	-106.66	908.34	333.56	-0.28
6 et 7 ^{ème} étage.	696.04	48.28	-63.80	372.45	174.89	-0.09
8 ^{ème} étage.	204.82	12.44	-15.94	171.46	39.90	0.02

V.2.3. Calcul du ferrailage

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section	A_{min} (cm ²) (RPA99)	$A_{calculé}$ (cm ²) (Socotec)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Entre sol	70x60	33,6	10,4	4HA20+12HA16=36,7
RDC et 1 ^{er}	65x55	28,6	9,6	12HA16+4HA14=30,29
2 et 3 ^{ème}	60x50	24	8,8	16HA14=24,63
4 et 5 ^{ème}	55x45	19,8	8	10HA14+6HA12=22,11
6 et 7 ^{ème}	50x40	16	7,2	8HA14+4HA12=16,84
8 ^{ème}	45x35	12,6	6,4	6HA14+4HA12=13,76

V.2.3.2. Ferrailage transversal

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Section (cm ²)	$\phi_{l \max}$ (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_d (KN)	I_r (cm)	$t_{(zone \text{ nodale})}$	$t_{(zone \text{ courante})}$	A_t (cm ²)	$A_{t \min}$ (cm ²)	$A_{t \text{ opt}}$ (cm ²)	nombre de barres
70×60	2	315	5.25	264.42	80	10	15	3.67	2.10	3.93	5T10
65×55	1.6	214.2	3.89	220.47	64	10	15	6.75	4.55	6.79	6T12
60×50	1.4	214.2	4.28	193.36	56	10	15	5.92	4.20	6.79	6T12
55×45	1.4	214.2	4.76	149.39	56	10	15	4.57	3.85	4.71	6T10
50×40	1.4	214.2	5.35	92.56	56	10	15	1.89	1.50	2.01	4T8
45×35	1.4	214.2	6.12	27.37	56	10	15	0.56	1.35	2.01	4T8

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$), Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du l'entre-sol, avec une longueur de $l_0=4.5$ m et un effort normal égal à : $N=2824.37$ KN.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r :Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 3.15 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.2 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(Rayon de giration).}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{3.15}{0.2} = 15.75 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = 0.3944 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{(Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.3944 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 36.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7065.54 \text{ KN}$$

On a : $N_{\max} = 2824.37 \text{ KN} < N_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc pas de risque de flambement.

V.2.4.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Les résultats de vérifications sont résumés dans le tableau V.5.

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	i (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
Entre-sol.	70×60	430	301	20	15.05	0.82	36.7	3944	7065.54	2824.37
RDC et 1 ^{er} étage.	65×55	286	200.2	19	10.53	0.83	30.29	3339	5962.36	2165.96
2 et 3 ^{ème} étage.	60×50	286	200.2	17.3	11.57	0.83	24.63	2784	4985.56	1669.08
4 et 5 ^{ème} étage.	55×45	286	200.2	15.8	12.67	0.82	22.11	2279	4091.01	1182.43
6 et 7 ^{ème} étage.	50×40	286	200.2	14	14.30	0.82	16.88	1824	3251.90	696.04
8 ^{ème} étage.	45×35	286	200.2	13	15.40	0.81	13.76	1419	2517.97	204.82

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

V.2.4.3. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}. \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et } v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2.$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

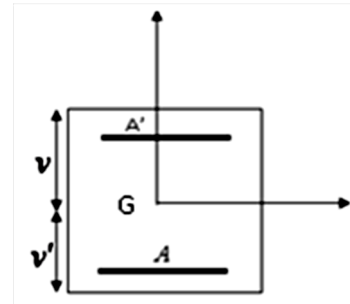


Fig V.2 : Section du poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau V.6

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)
entre-sol	70×60	63	36.7	38.24	31.75	2096578	1448	16.25	3.74
RDC et 1 ^{er} étage	65×55	58.5	30.29	35.43	29.56	1531050	1260	21.63	4.02
2 et 3 ^{ème} étage	60×50	54	24.63	32.63	27.36	1089470	942.47	25.55	3.90
4 et 5 ^{ème} étage	55×45	49.5	22.11	30.09	24.90	765457	642.19	25.27	3.58
6 et 7 ^{ème} étage	50×40	45	16.84	27.24	22.75	506376	362.55	24.86	3.15
8 ^{ème} étage	45×35	40.5	13.76	24.58	20.41	324907	95.96	1.26	0.70

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.4. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (tabV.7) suivant :

Tableau V.7 : Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MN)
Entre sol	70×60	315	5.25	0.075	63	264.42	0.70	1.88
RDC et 1 ^{ère} étage	65×55	214.2	3.89	0.04	58.5	220.47	0.68	1
2 et 3 ^{ème} étage	60×50	214.2	4.28	0.04	54	193.36	0.71	1
4 et 5 ^{ème} étage	55×45	214.2	4.76	0.04	49.5	149.39	0.67	1
6 et 7 ^{ème} étage	50×40	214.2	5.35	0.075	45	92.56	0.51	1.88
8 ^{ème} étage	45×35	214.2	6.12	0.075	40.5	27.37	0.19	1.88

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentiels est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Disposition constructive des poteaux

V.2.5.1. Longueurs de recouvrement [RPA99/2003]

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

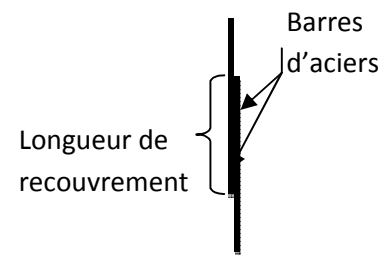


Fig V.3 : Longueur de recouvrement.

V.2.5.2) Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' .

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage,

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau V.8 :

Tableau V.8 : Zones nodales dans les poteaux.

Niveau	h_e (cm)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\frac{h_e}{6}$ (cm)	h' (cm)
entre-sol	450	60	70	75	75
RDC et 1 ^{ème} étage	306	55	65	51	65
2 et 3 ^{ème} étage	306	50	60	51	60
4 et 5 ^{ème} étage	306	45	55	51	60
6 et 7 ^{ème} étage	306	40	45	51	60
8 ^{ème} étage	306	35	40	51	60

Tableau V.9 : Schéma de ferrailage des poteaux.

Niveau	Schéma de ferrailage
Entre-sol.	<p>2T20 /Face</p> <p>3T16 /Face</p> <p>70 cm</p> <p>60 cm</p> <p>2Cadres T10</p> <p>2Cadres T10</p>
RDC et 1 ^{er} étage.	<p>1T14 /Face</p> <p>4T16 /Face</p> <p>65 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2Cadres T12</p> <p>2Cadres T12</p>
2 et 3 ^{ème} étage.	<p>5T14 /Face</p> <p>60 cm</p> <p>50 cm</p> <p>2Cadres T12</p> <p>2Cadres T12</p>

<p>4 et 5^{ème} étage.</p>	<p>4T14 / 2Face</p> <p>1T12 / 2Face</p> <p>55 cm</p> <p>45 cm</p> <p>2 Cadres T10</p> <p>2 Cadres T10</p> <p>2T12 / 2Face</p> <p>3T14 / 2Face</p>
<p>6 et 7^{ème} étage.</p>	<p>1T12 / Face</p> <p>4T16 / Face</p> <p>50 cm</p> <p>40 cm</p> <p>Cadres T8</p> <p>2 Cadres T8</p>
<p>8^{ème} étage.</p>	<p>3T14 / 2Face</p> <p>45 cm</p> <p>35 cm</p> <p>2 Cadres T8</p> <p>Epingles T8</p> <p>2T12 / 2Face</p>

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \cdot 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \cdot G + Q \\ \cdot G + Q + E \\ \cdot 0.8 \times G + E \\ \cdot 0.8 \times G - E \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

V.3.1. Recommandation du RPA99

V.3.1.1. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% de la section de béton en zone courante.
 - ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ces recommandations sont résumées dans le schéma suivant :

V.3.2. Dispositions constructives des portiques

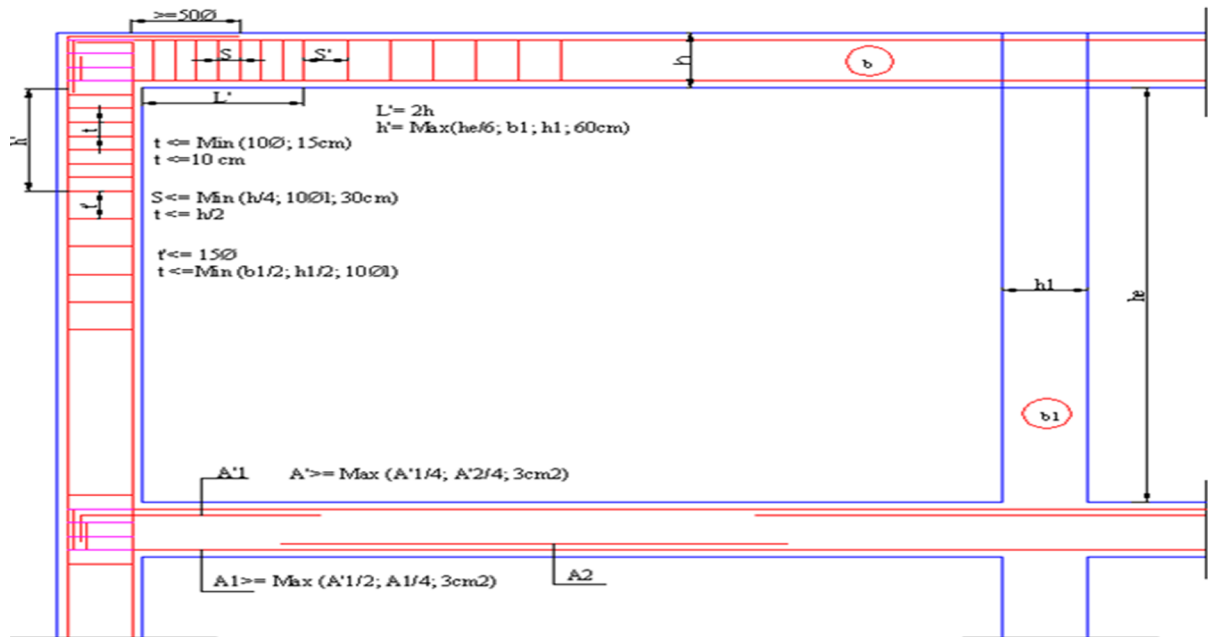


Fig V.4 : Dispositions constructives des portiques.

V.3.3. Ferrailage des poutres

V.3.3.1. Sollicitations de calculs

Les sollicitations de calculs sont tirées directement du logiciel ROBOT.

Tableau V.10 : Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
Entre-sol.	34.14	-68.28	89.07	12.09	-24.18	31.53
RDC, 1.....7 ^{ème} étage.	34.14	-68.28	89.07	12.09	-24.18	31.53
Terrasse inaccessible	34.42	-68.48	89.80	6.95	-13.89	18.12

V.3.3.2. Les armatures longitudinales

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

Tableau V.11 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre-sol Au 7 ^{ème} étage.	Principale	30×40	Appuis	5.49	6	72	6.79	6T12
			Travée	2.66	6	48	6.79	6T12
	Secondaire	30×35	Appuis	2.16	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	1.07	5.25	42	6.79	6T12
Terrasse inaccessible	Principale	30×40	Appuis	5.50	6	72	6.79	6T12
			Travée	2.68	6	48	6.79	6T12
	Secondaire	30×35	Appuis	1.23	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	0.61	5.25	42	6.79	6T12

V.3.3.3. Longueur de recouvrement

L_r > 40 × φ en zone II

φ = 20mm L_r > 40 × 20 = 80cm on adopte L_r = 85cm

φ = 16mm L_r > 40 × 16 = 64cm on adopte L_r = 70cm

φ = 14mm L_r > 40 × 14 = 56cm on adopte L_r = 60cm

φ = 12mm L_r > 40 × 12 = 48cm on adopte L_r = 50cm

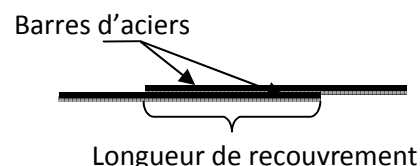


Fig V.5 : Longueur de recouvrement.

V.3.3.4. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3).}$$

Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend φ_t = 10mm ⇒ A_t = 4T8 = 2.01cm² (un cadre et un étrier).

Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t < 10mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right) = 10cm. \text{ Soit : } S_t = 10cm. \\ \text{Zone courante : } S_t = h/2 = 20cm. \text{ Soit : } S_t = 15cm. \end{array} \right.$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$A_t (=2.01cm^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2 \dots\dots\dots$ c'est Vérifiée.

V.3.4. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Tableau V.92 : Vérification de la section minimale.

Poutres	A_{min}	Observation
Principales	1.37	Vérifiée
Secondaires	1.19	

Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \text{ Tel que : } \tau_{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa. \text{ BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.103 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.0898	0.781	Vérifiée
Secondaires	0.0315	0.318	

$\tau_u < \tau_{adm} = 3.25 \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

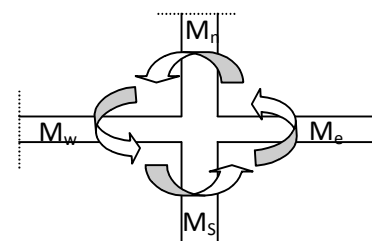
b) Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

**Fig V.6** : Schéma de la Zone nodale.

V.3.4.1. Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$, $Z = 0.85 \times h$; h : c'est la hauteur de la section

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z	A	M_r
Entre sol	70x60	0,595	36,7	759,910
RDC et 1 ^{er}	65x55	0,552	30,29	582,385
2 et 3 ^{eme}	60x50	0,51	24,63	437,133
4 et 5 ^{eme}	55x45	0,467	22,11	359,707
6 et 7 ^{eme}	50x40	0,425	16,84	249,063
8 ^{eme}	45x35	0,382	13,76	183,159

V.3.4.2. Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. Les poutres principales sont dans le plan YY et les poutres secondaires sont dans le plan XX.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres Principales.			Poutres secondaires.		
	Z	A	M_r	Z	A	M_r
Etage	0,34	13,58	160,678	0,2975	13,58	140,593
Terrasse	0,34	13,58	160,678	0,2975	13,58	140,593

Les résultats de vérifications des zones nodales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.

Niveau	Plan	M _s	M _n	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25x(M _w +M _e)	Vérification
entre sol	XX	759,91	582,38	1342,29	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	759,91	582,38	1342,29	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
RDC	XX	582,38	582,38	1164,76	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	582,38	582,38	1164,76	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 1	XX	582,38	437,13	1019,51	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	582,38	437,13	1019,51	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 2	XX	437,13	437,13	874,26	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	437,13	437,13	874,26	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 3	XX	437,13	359,7	796,83	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	437,13	359,7	796,83	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 4	XX	359,7	359,7	719,4	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	359,7	359,7	719,4	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 5	XX	359,7	249,06	608,76	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	359,7	249,06	608,76	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 6	XX	249,06	249,06	498,12	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	249,06	249,06	498,12	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 7	XX	249,06	183,16	432,22	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	249,06	183,16	432,22	160,68	160,68	401,70	Vérifiée
Etage 8	XX	183,15	183,16	366,31	140,59	140,59	351,47	Vérifiée
	YY	183,15	183,16	366,31	160,68	160,68	401,70	non vérifiée

Remarque

D'après le tableau on voit bien qu'au 8^{ème} étage et suivant le sens (YY), la rotule plastique se forme dans les poteaux plus tôt que les poutres. Mais **RPA 99/03**(Article 7.6.2) n'exige pas cette vérification pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

V.3.5. Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 ; I = \frac{b \times h^3}{12} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa ; \sigma_{bc} \leq 15MPa \end{cases}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	M _{ser}	Y	I	σ _{bc}	σ _{adm}
Poutres principales	Appuis	49,36	15,91	89972,231	8,728	15
	Travées	24,68	15,91	89972,231	4,364	15
Poutres secondaire	Appuis	50,09	14,85	66299,272	11,219	15
	Travées	25,05	14,85	66299,272	5,610	15

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1). \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \dots\dots\dots\text{BAEL 91(Article B.6.5)}. \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3). \end{array} \right.$$

✓ **Poutre principales**

(1) ⇒ $\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifiée.

M_t=25.05 KN.m

G=5.62 × 4.3 =24.166 KN/m ; Q=1 × 4.3 =4.3KN/m ; G₀=25 × 0.4 × 0.3 = 3KN/m .

Donc : G_T=24.16+3=27.16KN/m.

q_u= G_T+Q ⇒ q_u= 31.46 ⇒ M₀= $\frac{q_u}{8} \times L^2 = \frac{31.46}{8} \times 4.3^2 = 72.71K Nm$

(2) ⇒ $\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25.05}{10 \times 72.71} = 0.034$ condition vérifiée.

(3) ⇒ $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.7 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.38} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_c} = 0.0105$ condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

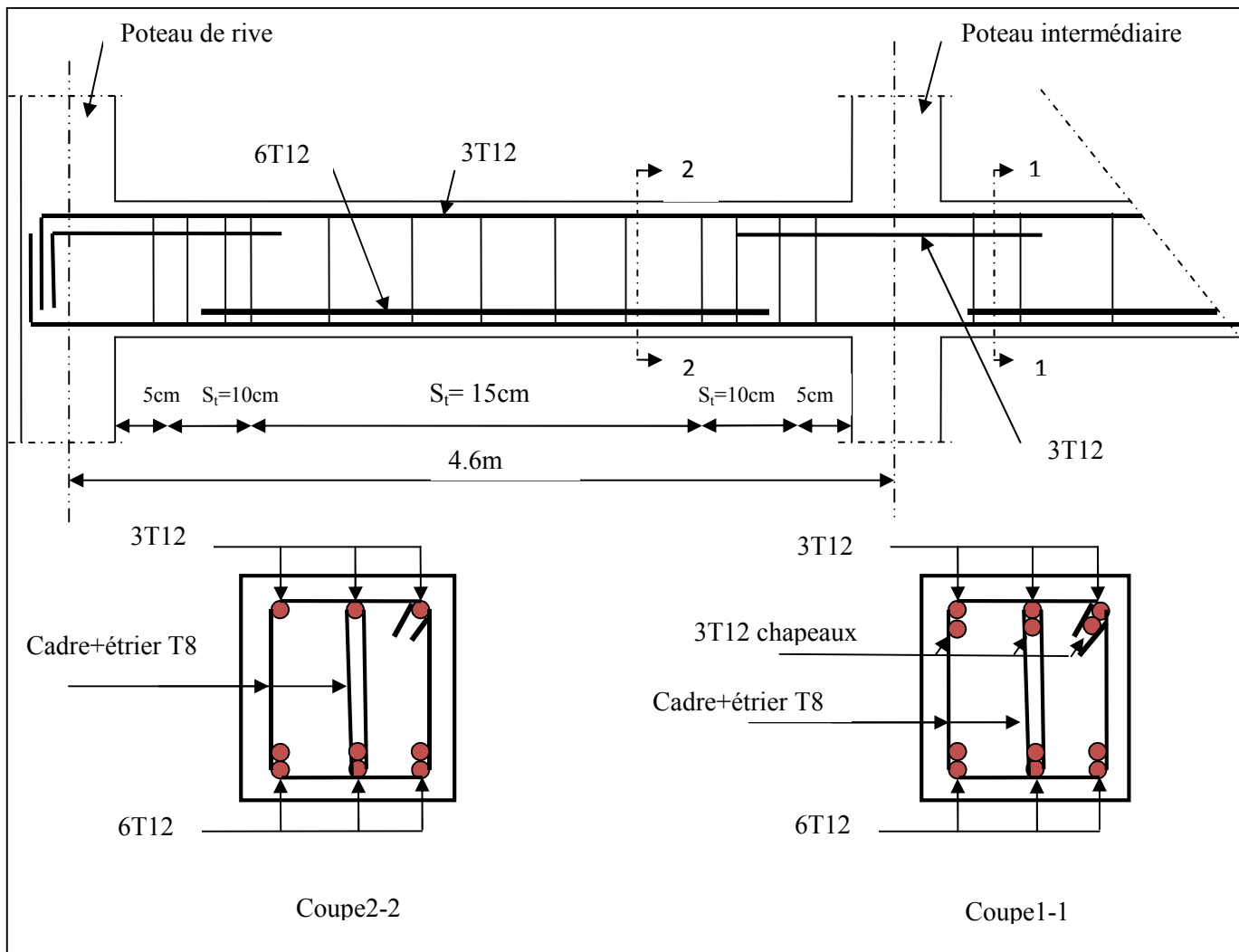


Fig V.7 : Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA 99/03

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a ; 30\text{cm})$ avec : a est épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

c) Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

V.4.3. Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{\text{calc}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée

- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.4.3.1. Ferrailage des voiles

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

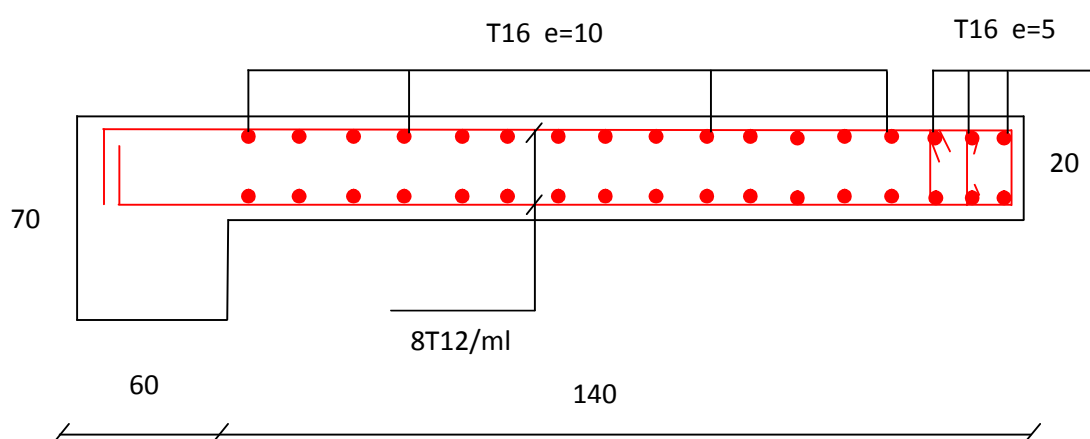
Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.18 : Ferrailage du voile V_x .

Niveau.	Entre sol.	RDC ... 8 ^{ème} .
Section.	20x140	20x140
N (KN).	-1658,53	-1341,7
M (KN.m).	-309,74	-197,77
V (KN).	218,52	126,73
τ_v (Mpa).	0,87	0,5
A_{min} (RPA) (cm ²).	4,2	4,2
A calculée/ face (cm ²).	33,69	25,37
Nombre de barres/ face.	17HA16	13HA16
A adopté/ face (cm ²).	34,18	26,14
S_t (cm).	10	10
A_h calculée (cm ²).	8,54	6,53
A_h min /ml (cm ²).	4,2	4,2
Nombre de barres/ face/ml.	8HA12	6HA12
A_h adoptée (cm ²).	9.05	6.79
S_t (cm).	12.5	15

Tableau V.19 : Ferrailage du voile V_y .

Niveau.	Entre sol.	RDC ... 8 ^{ème} .
Section.	20x140	20x140
N (KN).	-1346,31	-1072,43
M (KN.m).	-342,76	-208,55
V (KN).	210,7	204,28
τ_v (Mpa).	0,83	0,81
A_{min} (RPA) (cm ²).	4,2	4,2
A calculée/ face (cm ²).	29,9	21,83
Nombre de barres/ face.	15HA16	11HA16
A adopté/ face (cm ²).	30,15	22,11
S_t (cm).	10	10
A_h calculée (cm ²).	7,53	5,52
A_h min /ml (cm ²).	4,2	4,2
Nombre de barres/ face/ml.	7HA12	5HA12
A_h adoptée (cm ²).	7,92	5,65
S_t (cm).	14	20

Fig V.8 : Schéma de ferrailage du voile V_x .

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés en se référant aux règlements de (BAEL) et en respectant les exigences de l' RPA.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements absolus et différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour le meilleur choix.

a. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$.
- $0.8G \pm E$.

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$.
- $G + Q$.

b. Caractéristique du sol

- Le terrain étudié pour recevoir la structure présente une résistance plutôt faible. Le sol est constitué d'alluvions d'AZEFFOUN de nature essentiellement limono - marneuse avec des passages de graviers, sables
- La nappe phréatique oscille entre 1.50 et 3.50m, la faible pluviométrie de cette saison permet de conclure que le niveau de la nappe est actuellement en dessous de 3.50m
- L'encastrement doit être à au moins 6.7 m de la côte du terrain naturel.
- Le taux de travail à appliquer est de 1.8bar.

VI.2.1. Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison G + Q + E ; 0.8G+E et 0.8G-E , obtenu par le logiciel ROBOT.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a*b)

tel que : b=70cm et a=60cm.

N=2824.37 KN ; $\overline{\sigma_{sol}} = 0.18 \text{ Mpa} = 180 \text{ Kpa}$.

Donc : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$. (I)

Et : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$. on remplace la valeur de A dans l'équation (I) et on trouve la valeur

de B : $B = \sqrt{\frac{b}{a}} \times \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.7 \times 2.8}{0.6 \times 0.18}} = 4.27m$.

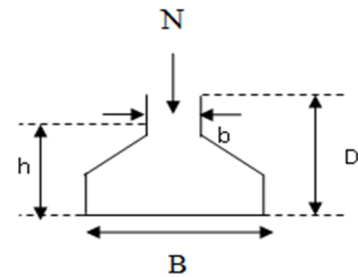


Fig VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de

longueur L situé sous un portique formé de

6 poteaux. Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N₁ = 2824.37KN ; N₂ = 2150.40 KN

N₃ = 2198.81KN ; N₄ = 2247.32 KN

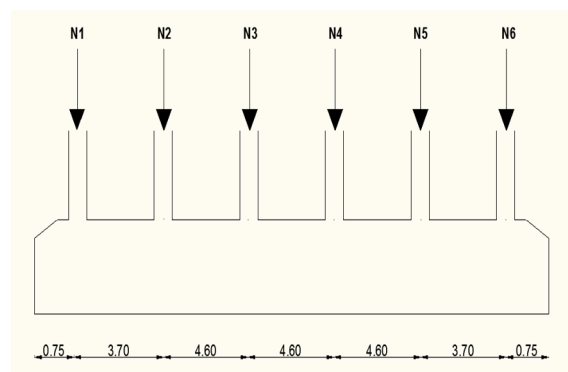


Fig VI.2: Semelle filante sous portique.

$$N_5=2295.93 \text{ KN} \quad ; \quad N_6= 2335.08\text{KN}$$

$$N = \sum N_i = 14051.91 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{14051.91}{180 * 22.7} = 3.45 \text{ m.}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.45m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour notre cas, car l'entre axe entre le portique ci-dessus de celui qu'on a étudié et son adjacent est d'une distance de 3.7m.

VI.2.3. Radier général

VI.2.3.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.3. Pré dimensionnement du radier

a. Condition de coffrage

✓ La Nervure

$$L_{\max} = 4.6 \text{ m.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46\text{cm.} \quad \text{Soit : } h_t = 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Art (4-2-2) [3]}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23\text{cm.} \quad \text{On prend : } h_r = 40\text{cm.}$$

b. Condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4$ MPa.

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol (pour un sol moyen $K=4 * 10^4$ KN/m³).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

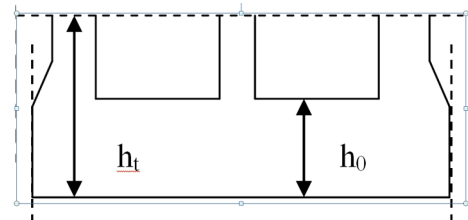


Fig VI.3 : Dimension du radier.

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

de (1) et (2) $\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.65m$

A partir des deux conditions on prend : $\begin{cases} h_t = 0.7m. \\ h_r = 0.4m. \end{cases}$

• La surface du radier

Soit : N_s la charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir de ROBOT.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{26263.34}{180} = 145.90 m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 8.7 \times 21.5 = 187.05 m^2$.

La surface totale de l'immeuble est de 187.05m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier.

VI.3.1. Les vérifications

a. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

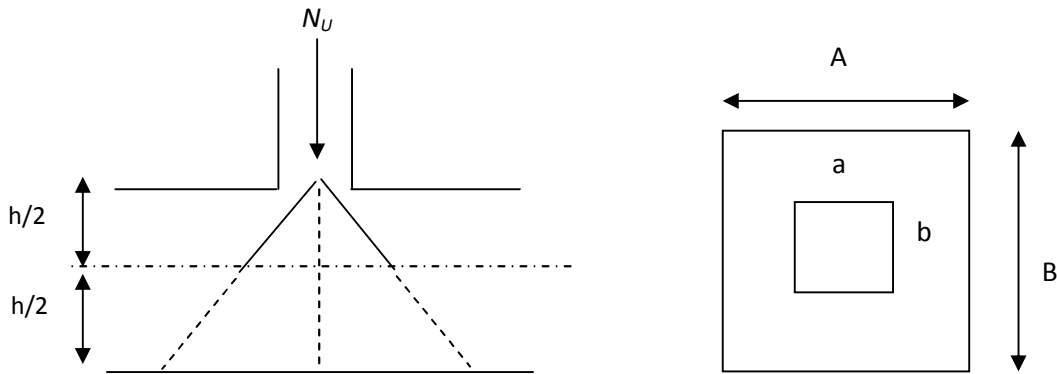


Fig VI.4 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\text{CBA93(article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

h_t : l'épaisseur total du radier,

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$$h_t = 70\text{cm} \quad ; \quad \mu_c = (a+b+2h_t)*2 \Rightarrow \mu_c = 2*(0.7*2 + 0.7 + 0.6) = 5.4 \text{ m.}$$

$$Q_u = 1990.89 \leq 0.045 * 5.4 * 0.7 * 25 * 10^3 / 1.5 = 2835 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte du sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a))

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

Tel que : $\begin{cases} I_x = \text{moment d'inertie suivant } xx \\ I_y = \text{moment d'inertie suivant } yy \end{cases}$

$$\begin{cases} I_x = 1711.26\text{m}^4 \\ I_y = 9207.42\text{m}^4 \end{cases} \quad \text{et :} \quad \begin{cases} Y_G = 4.85\text{m.} \\ X_G = 11.25\text{m.} \end{cases}$$

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{ser}} + P \Rightarrow N_{\text{tot}} = 26263.34 + (25 \times 0.40 \times 217.25) \Rightarrow N_{\text{tot}} = 28435.84 \text{ KN.}$$

Avec : $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 2172.5 \text{ KN}$ c'est le poids propre de radier.

σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N_{tot} : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base tiré du logiciel ROBOT.

▪ **Sens X-X :**

$$N_{\text{tot}} = 28435.854 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_x = 10482.7 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{28435.84}{217.25} + \frac{10482.7}{1711.26} \times 4.85 = 160.59 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = \frac{28435.84}{217.25} - \frac{10482.7}{1711.26} \times 4.85 = 101.18 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 123.462 < \overline{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KPa} \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$N_{\text{tot}} = 28435.854 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 278372.73 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{28435.854}{217.25} + \frac{27837.273}{9207.42} \times 11.25 = 164.9 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 96.87 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 147.89 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

c. vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur b = 1m.

Nu : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{38992.66 \times 4 \times 1}{2 \times 217.25} = 358.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{358.96}{1 \times 0.36} = 0.997 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

d. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99 (Article 10.1.5)

✓ Dans le sens X-X :

$$e = \frac{10482.7}{28435.854} = 0.368 \text{ m} < \frac{21.50}{4} = 5.375 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

✓ Dans le sens Y-Y :

$$e = \frac{27837.273}{28435.854} = 0.978 \text{ m} < \frac{8.70}{4} = 2.175 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e. Vérification de la poussé hydrostatique

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique.

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$N = 38992.66 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.2 \text{ m}$ (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 217.25 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve:

$N = 38992.66 \text{ KN} \geq 1.5 * 2.2 * 217.25 * 10 = 7169.25 \text{ KN}$ condition vérifiée.

Donc, les sous-pressions ne sont pas à craindre.

VI.4. Ferrailage du radier

VI.4.1. La Dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable . Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

Calcul des sollicitations :

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{38992.66}{217.25} + 1.35 \times 10$$

$$\Rightarrow q_u = 192.982 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_{ser} = \frac{26263.34}{217.25} + 10$$

$$\Rightarrow q_{ser} = 130.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

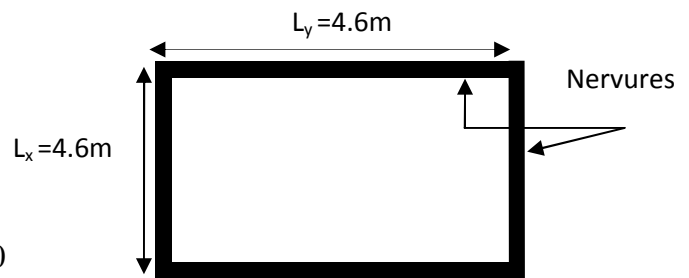


Fig VI.5 : Dalle sur quatre appuis.

✓ **A l'ELU :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.60}{4.60} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368. \\ \mu_y = 1. \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 150.272KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 150.272KN.m$

➤ **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 127.73KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 127.73KNm$

➤ **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -75.136KNm$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4m^2$

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 40cm ; b=100cm ; \rho = 1.$

✓ **En travée :**

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.2cm^2. \\ A_{min}^y = 3.2cm^2. \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.2cm^2 > 0.8cm^2$ c'est vérifiée.

✓ **En appui :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.36 \times 2.1/400.$$

$$\Rightarrow A_{min} = 4.34cm^2.$$

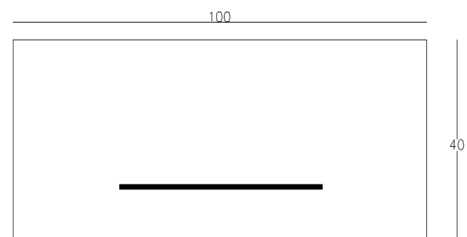


Fig VI.6 : La section à ferpillée.

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailage du radier.

Sens		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	Travée	127.73	10.57	3.2	4T16+2T14 = 11.12	16.66
y-y	Travée	127.73	10.57	3.2	4T16+2T14 = 11.12	16.66
x-x	Appui	75.136	6.12	4.34	4T14 = 6.16	25
y-y						

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 295.90KN.$$

$$\tau_u = \frac{295.90}{1 \times 0.36} = 0.821MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

✓ **Sens X-X :**

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 295.90KN.$$

$$\tau_u = \frac{295.90}{1 \times 0.36} = 0.821MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **A L'ELS :**

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe 05}]$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 122.14 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 122.14 \text{KNm}$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 103.82 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 103.82 \text{KNm}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -61.07 \text{KNm}$$

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{ty}}\right) = 201.63 \text{MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KNm)	A_{adop} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	103.82	11.12	9.4	145821	6.7	284.07	Non vérifiée.
y-y	Travée	103.82	11.12	9.4	145821	6.7	284.07	
x-x et y-y	Appui	61.07	6.16	7.28	89015.1	4.9	295.57	Non vérifiée.

▪ **Remarque :**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Tableau VI.3 : Résumé des résultats (ferraillage de la dalle).

Sens.	Localisation.	$A_{adopté}$ (cm ²).	S_t (cm).
X-X	Travée	7T16=14.07	20
Y-Y	Travée	7T16=14.07	20
X-X Y-Y	Appui	6T14=9.24	20

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens.	M(KN.m)	A_{adop} (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée(X-X)	103.82	14.07	10.39	175722.7	6.13	200.96
Appui(X-X)	61.07	9.24	10.1	127287.5	4.84	186.46

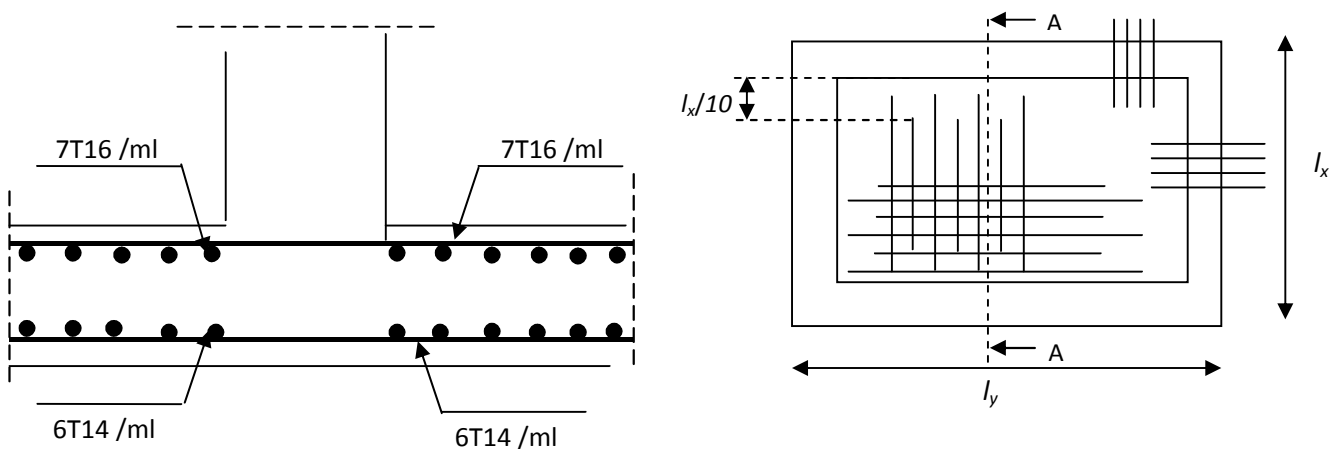


Fig VI.7 : Schéma de ferraillage du radier.

VI.4.2. Nervure

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a : $\rho = 0.8 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

✓ Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_{un} \times l_x}{3}$$
 Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

✓ Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_{un} \times l_x}{2}$$
 Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_u = 192.982 \text{KN} / \text{m}^2. \\ q_s = 130.89 \text{KN} / \text{m}^2. \end{cases}$$

• Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec :} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}.$$

• Moment en travée :

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

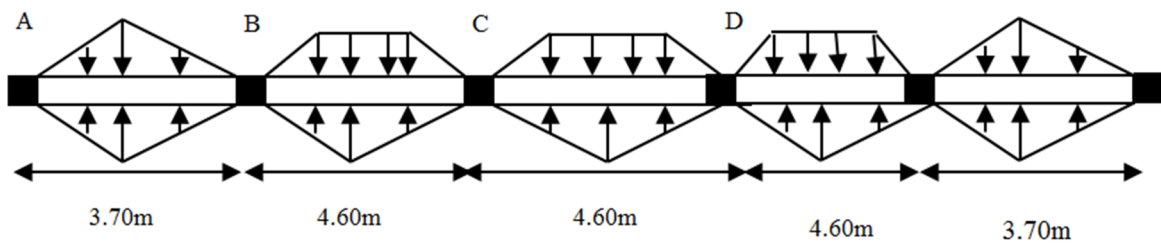
Tel que :

$$\begin{cases} M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x). \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}. \end{cases}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

a. Sens longitudinale (x-x)

On prend les nervures de rives et intermédiaires. Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

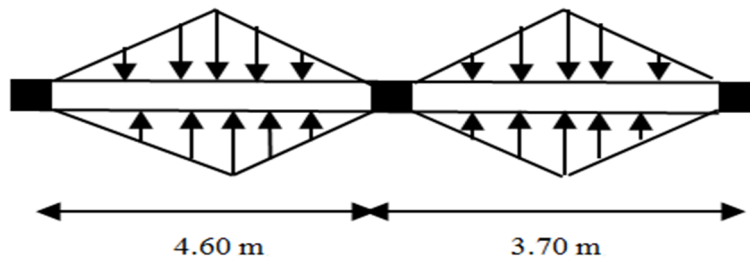


FigVI.8 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales.

Travée.	$L_x(m)$	$l'_x(m)$	P(KN/m)	$M_a(KN.m)$		X(m)	$M_t(KN/m)$
				M_g	M_d		
A-B	3,7	3,7	476,02	49,53	896,85	3,03	148,18
B-C	4,6	3,68	645,07	896,85	1027,74	2,44	624,67
C-D	4,6	3,68	645,07	1027,74	1027,74	2,29	739,23
D-E	4,6	3,68	645,07	1027,74	896,85	2,15	727,11
E-F	3,7	3,7	476,02	896,85	49,53	0,66	766,49

b. Sens transversal (y-y)



FigVI.9 : Sollicitations sur les nervures transversales.

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.

Travée	L _y (m)	P(KN/m)	M _a (KN/m)		X(m)	M _t (KN/m)
			M _g	M _d		
A-B	4,6	591,81	76,56	1158,27	3,51	48,90
B-C	3,7	476,02	1158,27	49,53	0,29	1089,37

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h_t=0.70m$; $h_0=0.40m$

$b_0=0.6m$; $d=0.65m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{515}{10}; \frac{475}{2})$

$b_1 \leq \min(51.5; 237.5)$

Soit : $b_1 = 50cm$

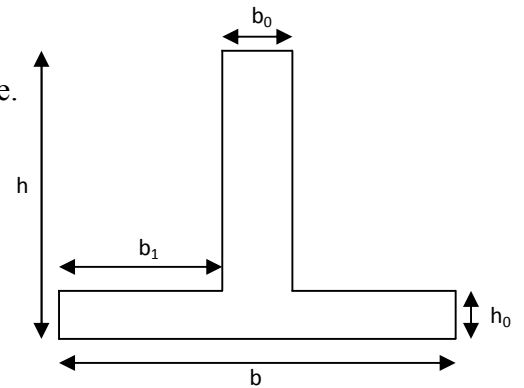


Fig VI.10 : Section à ferrailer.

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferraillage des nervures du radier.

Localisation.		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	766.49	38.51	4.71	8T25=39.27	15
	appuis	1027.74	54.90	7.84	6T32+2T25=58.07	15
Y-Y	Travée	1089.37	59.15	4.71	8T32=64.34	15
	appuis	1158.27	64.12	7.84	8T32=64.34	15

A) Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que:

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$ Fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = 2.5MPa$

• **Sens x-x :**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{192.982 \times 4.6}{2} + \frac{1027.74 \times 2}{4.6} = 890.70 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.913 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

• **Sens y-y :**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{192.982 \times 4.6}{2} + \frac{76.56 + 1158.27}{4.6} = 712.30 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.73 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

✓ **Armatures transversales :** **Béton Armé IUP GC13 (Article 3.2.1)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2 ; 6 ; 3.2) = 20 \text{mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10 \text{mm.}$$

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(17.5 ; 12 ; 25) = 12 \text{cm}$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

B) Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa.} \end{cases}$$

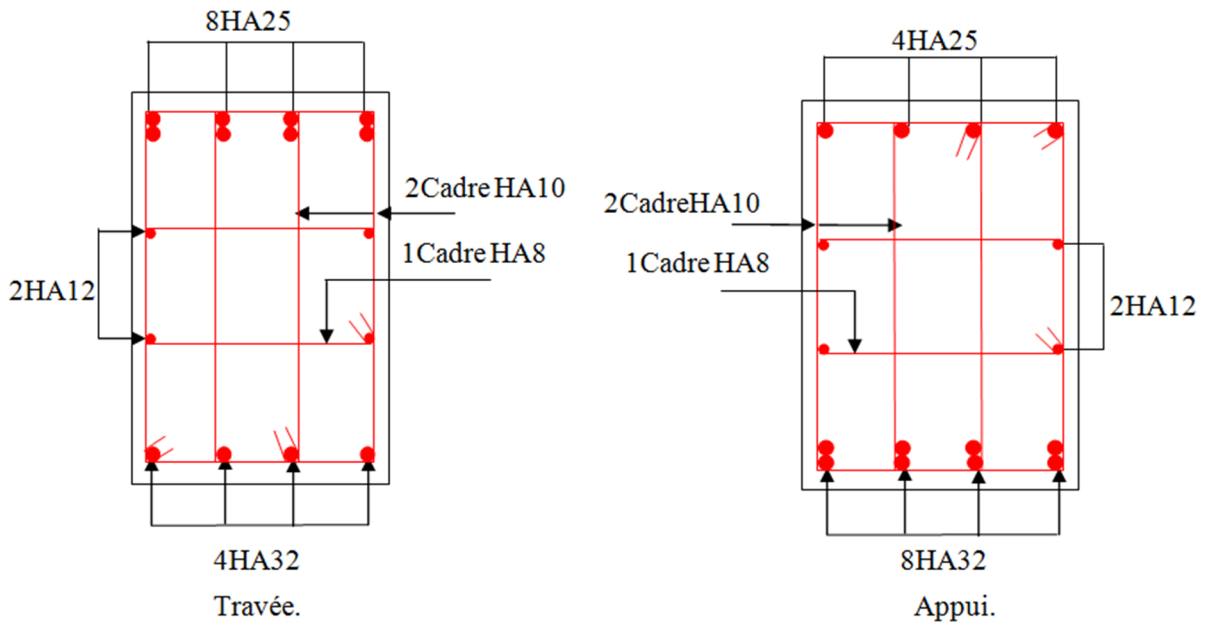
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens	Moments (KN.m)		y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	408.561	18.97	1384587.33	5.60	203.736	vérifiée
	M_a	697.07	22.27	1811351.54	8.57	236.65	
y-y	M_t	639.273	22.5	1970864.80	7.29	206.78	
	M_a	785.60	22.5	1970864.80	8.96	238.11	

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 64.34 > 9.81$ c'est vérifié.

Schema de ferailage de la nervure:

✓ **Suivant X-X :**



FigVI.12 : Schéma de ferailage de la nervure suivant(X-X).

✓ **Suivant Y-Y :**

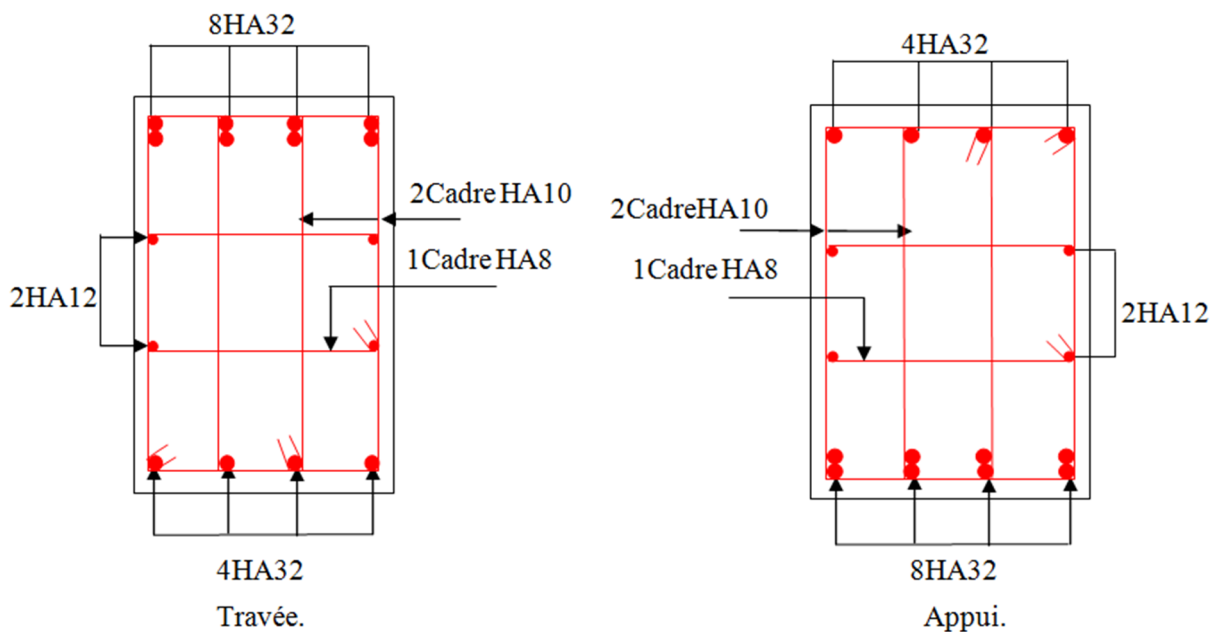


Fig VI.13 : Schéma de ferailage de la nervure suivant(Y-Y).

VI.5. Voile périphérique

VI.5.1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% de la section de béton dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=2.20$ m ; La longueur $L=4.60$ m ;

L'épaisseur $e=20$ cm .

VI.5.3. Caractéristiques du sol

Le poids spécifique : $\gamma_h = 20.5 \text{ KN} / \text{m}^3$; L'angle de frottement $\varphi = 11^\circ$;

La cohésion : $c=31 \text{ KN} / \text{m}^2$.

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres :

En considérant l'équilibre de RANKINE qui néglige les frottements sol-paroi de mur, et on néglige la cohésion pour être dans le cas le plus défavorable.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2}\right) = 0.679.$$

$$\text{et : } \sigma_G(z) = h * \gamma_h * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a} \Rightarrow \sigma_G(z) = 2.2 * 20.5 * 0.679 = 30.62 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

b. Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_Q(z) = q * K_a \Rightarrow \sigma_Q(z) = 0.679 * 10 \Rightarrow \sigma_Q(z) = 6.79 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

VI.5.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

a) A L'ELU

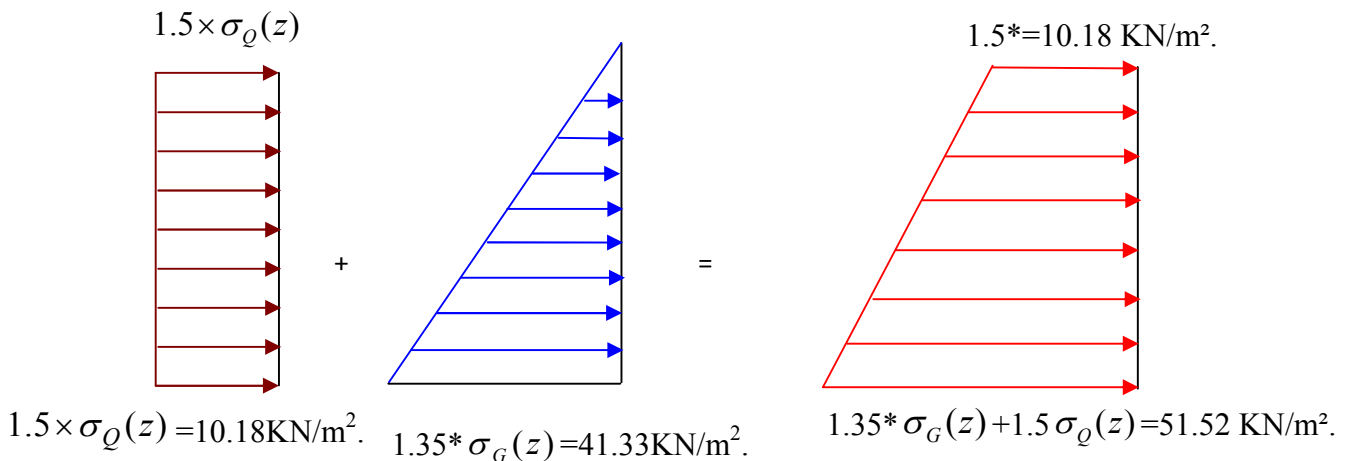


Fig VI.14 : Diagramme des contraintes.

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 41.18 \text{KN} / m^2. \\ q_u = \sigma_{moy} * 1ml = 41.18 \text{KN} / ml. \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 2.2 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4.6 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens .

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u. \\ M_{0y} = M_{0x} * \mu_y. \end{cases}$$

$\alpha = 0.48 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 19.81 \text{KN.m}. \\ M_{0y} = 4.95 \text{KN.m}. \end{cases}$

Donc :

$$\begin{cases} M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 4.20 \text{KN.m}. \\ M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 16.84 \text{KN.m}. \\ M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 9.90 \text{KN.m}. \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% * b * h$ condition exigée par le RPA.

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.10 : Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
X-X	travée	16.84	0.046	0.059	0.156	3.10	2	5T10=3.93	20
y-y	travée	4.20	0.011	0.014	0.159	0.76	2	4T10=3.14	25
x-x	Appui	9.90	0.027	0.034	0.157	1.80	2	4T10=3.14	25
y-y									

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a :

$$\begin{cases} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 95.52 \text{ KN} . \\ V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = \frac{41.18 * 2.2}{3} = 30.20 \text{ KN} . \end{cases}$$

$\tau_{u(y-y)} = 0.597 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

b) A l'ELS

$\sigma_{min} = 1 * \sigma_Q(z) = 6.79 \text{ KN} / \text{m}^2.$

$\sigma_{max} = 1 * \sigma_G(z) + 1 * \sigma_Q(z) = 37.41 \text{ KN} / \text{m}^2.$

$q_s = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 29.75 \text{ KN} / \text{m}^2.$

b.1. Calcul des sollicitation

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 14.77 \text{ KN.m} & ; & M_{0y} = 5.16 \text{ KN.m} . \\ M_{tx} = 14.55 \text{ KN.m} & ; & M_{ty} = 4.38 \text{ KN.m} . \\ M_{appui} = 7.38 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

b.2. Vérification des contraintes

La fissuration est considérée nuisible.

Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, \max(240, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

Localisation.		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	12.55	4.95	11264.02	5.15	184.67	Vérifier
	YY	4.38	3.44	8787.11	1.71	93.91	
Appuis		7.38	3.44	8787.11	2.89	158.23	

VI.5.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique :

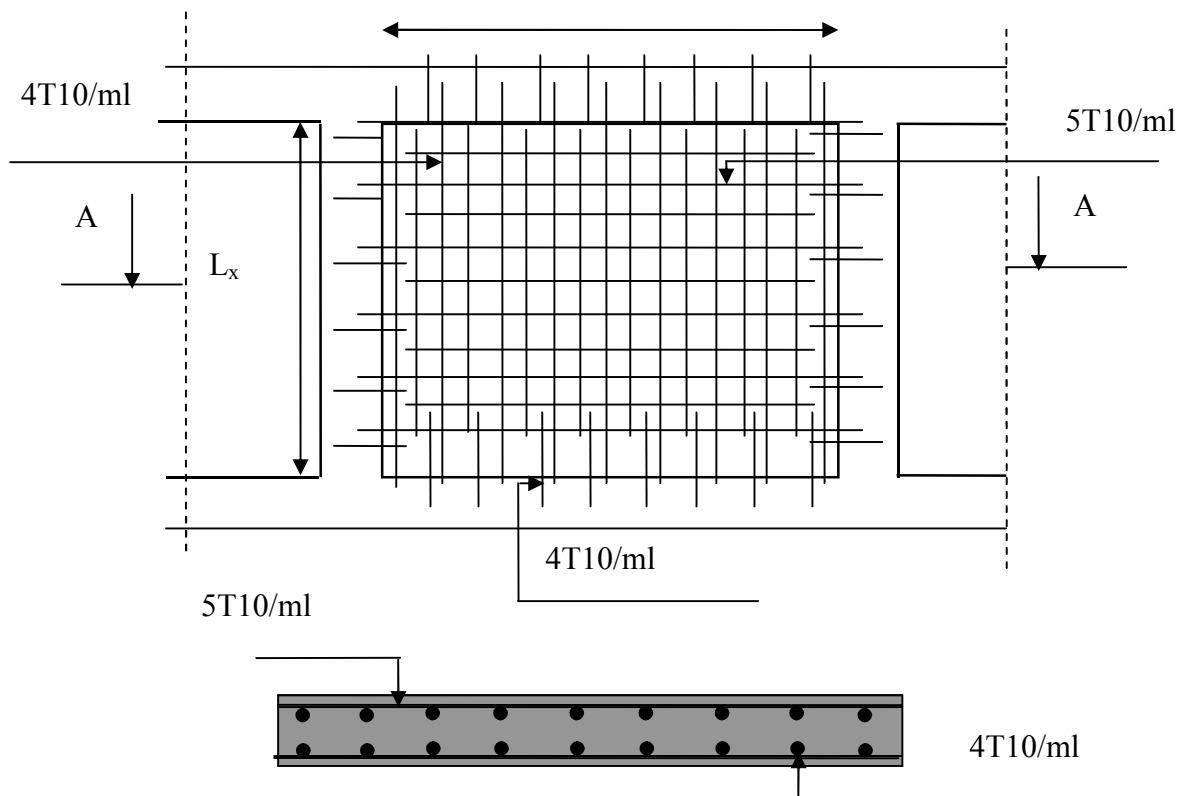


Fig VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6. Conclusion

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous ayons un sol qui a un taux de travail de 1.8 bar à une profondeur de 2.2 m, on a remarqué que les fondations superficielles isolées et filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure, pour cela on a opté pour un radier afin d'assurer la stabilité de notre structure.

VII.1. Introduction

Un plan de coffrage est un dessin technique préparé par un bureau d'étude en génie civil. C'est un document de référence qui permet l'exécution de l'ossature de l'ouvrage.

Les plans de coffrages sont des plans ne faisant apparaître que le gros œuvre, ils précisent les formes et les dimensions des différents ouvrages à réaliser en béton armé (dalles, poutres, poteaux...).

Ceux-ci sont représentés bruts, c'est-à-dire sans enduit ni revêtement de sol, ce ne sont pas des plans de structure où les poutres, poteaux, fondations, sont dimensionnés, et ferrillés.

Le dessin de coffrage peut être considéré comme étant une vue de dessus du coffrage (avant coulage du béton). En un mot ce sont les Plans avec lesquels les maçons travaillent généralement.

Les dessins de coffrage comprennent :

- Les plans et coupes verticales.
- Les coupes partielles et les détails (afin de préciser les détails techniques importants).

VII.2. Conventions de représentation et de repérage

VII.2.1. Poteaux

Ils sont représentés par une coupe de leur forme (exemples: carré, cercle, rectangle...)et repérés par :

- s'ils sont isolés, par une lettre majuscule P suivie d'un indice (ex. : P1, ou P2).
- s'ils sont en lignes, par l'intersection de deux axes orthogonaux; l'un repéré par une lettre majuscule, l'autre par un chiffre(ex. : poteau C3).

VII.2.2. Poutres

Elles sont repérées par un numéro suivi de la section indiquée entre parenthèses. La référence des poutres doit préciser dans l'ordre suivant : largeur et hauteur exemple: A1 (30x40).

VII.2.3. Dalles

Elles se repèrent par des lettres minuscules inscrites dans un cercle. On peut barrer la dalle en diagonale afin de bien en préciser l'emprise de la dalle.

Dans le cas d'un plancher à hourdis creux, on indique l'épaisseur de l'hourdis suivie de celle de la table de compression. Les épaisseurs, comme les niveaux, sont toujours indiqués pour une dalle brute.

Les planchers sont repérés par leur position dans la construction (ex. : plancher du sous-sol).

VII.2.4. Les réservations

On appelle réservations ou trémies les trous laissés dans les dalles ou les murs. Elles se dessinent en traits moyens. Elles doivent être barrées suivant leurs deux diagonales ou pochées dans un angle.

VII.3. Cotation des plans de coffrage**VIII .3.1. Cotation extérieure**

- Largeur des poteaux et portées libres des poutres (ou longueurs des murs).
- Cotes entre axes des poteaux.
- Cotes des décrochements de la façade (s'ils existent).
- Cote totale.

VIII.3.2. Cotation intérieure

- Largeur des éléments porteurs et distance entre eux.
- Dimensions des trémies.
- L'épaisseur de la dalle est inscrite à l'intérieur de deux cercles en trait fin.
- Cote de niveau de la partie supérieure du plancher.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis ».

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Actuellement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
- Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Notons que ce projet constitue pour nous une première expérience. Il nous a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs qui nous permettront d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- D.T.R-B.C.2.2, Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Initiation au dessin bâtiment (Gérard Calvat).
- Cahier de cours du cursus d'étude.
- Thèse traitée des années précédentes.

Logiciels

- Robot Structural Analysis 2013.
- Autocad 2013

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE 2

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{y}{x}$	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059	
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058	
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057	
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056	
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053	
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049	
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047	
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044	
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040	
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030	

ANNEXE 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEX 4

Caractéristiques générales

Type ascenseur : en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31) / Multiplex / Portes automatiques
 Nombre de faces de service : simple accès
 Distance min entre niveaux : 255 cm
 Réaction collective d'attente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	77	237	45	141	58	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	77	237	45	141	58	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9300	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9300	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	59	142	34	82	40	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	77	237	45	141	58	32000	12500	2500
500	260	500	240	160 x 120	77	237	45	141	58	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	59	142	34	82	40	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	77	237	45	141	58	35000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	77	237	45	141	58	38000	16000	3000
590	260	520	280	230 x 140	77	237	45	141	58	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	77	237	45	141	58	38000	16000	7000

Symbole utilisé par le Comité National de Liaison 1994 de la Fédération des Handicapés (Association Emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et sont adaptés à l'usage des personnes handicapées.

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises, dans le contexte d'un document général, sans évaluer d'installation après toutes les performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions	Passage libre	Dimensions	Profondeur		
					BK x TK x HK	BT x HT	de gaine BS x TS	de cuvette (2) HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140		
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160		
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140		
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
				ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
		4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160		
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
				ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160		
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
				ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans le tableau des accessoires. ACVF = ascenseur à commande de fréquence. TD 2 = transmission de traction sans frein. Le passage est calculé suivant la norme CEN EN 12163. Le passage est calculé suivant la norme CEN EN 12163. TD 2 = Transmission (sans) à traction de traction sans frein.