



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention d'un Diplôme Master II en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9+SOUS-SOLS) à
usage d'habitation contreventé par un système
mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

SACI Loucif

AIT HELLAL Nabil

Encadré par :

M^{me} : AREZKI Samia

Membres de jury:

Année universitaire (2015-2016)

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À ma sœur.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

SACI Loucif

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs et mes frères

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

AITHELAL Nabil

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Plan de situation	2
Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation pour le béton	5
Fig.II.1. Plancher à corps creux	8
Fig.II.2. Disposition des poutrelles	9
Fig.II.3. Schéma d'une poutrelle	10
Fig.II.4. Détail d'un escalier	12
Fig.II.5. Coupe verticale d'une poutre	15
Fig. II.6. Coupe verticale d'un voile	17
Fig. II.7. Coupe verticale d'un acrotère	21
Fig. II.8. Plan de repérage des poteaux P1 et P2.....	24
Fig. II.9. Section brute (B_r).....	32
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	36
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	36
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	37
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	37
Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	59
Fig.III.6. Dalle sur trois appuis	59
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle type1.....	65
Fig.III.8. panneau de la dalle	65
Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	70
Fig.III.10. Cage d'ascenseur	70
Fig.III.11. Schéma représentant la surface d'impact	71
Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	76
Fig.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	79
Fig.III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées	82
Fig.III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier a deux volées urbain.....	85
Fig.III.16. Schéma statique de la poutre palière	85
Fig.III.17. Section creuse équivalente	87
Fig.III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière	89
Fig.III.19. Schéma statique de la poutre palière	90
Fig.III.20. Section creuse équivalente	92
Fig.III.21. Schéma statique de la poutre palière	94
Fig.III.22. Schéma de ferrailage de la poutre chainage	99
Fig.III.23. Coupe transversale de l'acrotère	100
Fig.III.24. Section à ferrailer	102
Fig.III.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère	105
Fig.IV.1. Disposition des voiles.....	111
Fig.IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	112
Fig.IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant X).....	113
Fig.IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	113
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques.	121

LISTE DES FIGURES

Fig.V.2. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})	145
Fig.VI.1. Dalle sur quatre appuis	151
Fig.VI.2. Schéma de ferrailage du radier	153
Fig.VI.3. Section à ferrailer.....	155
Fig.VI.4. Diagramme des contraintes	161
Fig.VI.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	164

Liste des tableaux

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.....	7
Tableau I.2. Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	7
Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (cage d'ascenseur)....	18
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible... ..	18
Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible... ..	19
Tableau II.4. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant et RDC.....	19
Tableau II.5. Evaluation des charges dans les balcons	20
Tableau II.6. Evaluation des charges dans les murs extérieurs	20
Tableau II.7. Evaluation des charges dans les murs intérieurs	21
Tableau II.8. Evaluation des charges dans les paliers	22
Tableau II.9. Evaluation des charges dans les volées	23
Tableau II.10. Récapitulatif des charges sur les volées	23
Tableau II.11. Poids propre des poteaux	25
Tableau II.12. Poids des éléments	26
Tableau II.13. Descente de charges pour le poteau P1.....	26
Tableau II.14. Poids propre des poteaux	28
Tableau II.15. Poids des éléments	29
Tableau II.16. Décente de charge pour le poteau P2.....	29
Tableau II.17. Efforts normaux dans les deux poteaux	30
Tableau II.18. Vérification des poteaux la compression simple	31
Tableau II.19. Vérification des poteaux au flambement	33
Tableau II.20. Caractéristiques des éléments structuraux	34
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	38
Tableau III.2. Combinaisons d'action	40
Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées	44
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	44
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type3)	44
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4)	44
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4)	44
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	44
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	45
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse acc (type4).	45
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse acc (type 4).....	45
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etage courant ,RDC (type 1)	45
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etage courant ,RDC(type1)	46
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 2)	46
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 2)	46
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 3)	46
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 3)	46
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 4)	47
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 4)	47
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etage courant,RDC(type 5)	47

Liste des tableaux

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant,RDC(type 5)	47
Tableau.III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant,RDC(type 6)	47
Tableau.III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant,RDC(type 6)	47
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant,RDC(type 7)	47
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant,RDC(type 7)	48
Tableau III.26. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	57
Tableau III.27. Le ferrailage des différentes poutrelles	58
Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans les autres planchers.....	58
Tableau III.29. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	58
Tableau III.30. Résultats de ferrailages du 1 ^{er} type de dalle en travée	61
Tableau III.31. Résultats de ferrailages du 1 ^{er} type de dalle aux appuis	61
Tableau III.32. Vérification des contraintes dans le béton	63
Tableau III.33. Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	66
Tableau III.34. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	68
Tableau III.35. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	73
Tableau III.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	77
Tableau III.37. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis	80
Tableau III.38. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	81
Tableau III.39. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	82
Tableau III.40. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis	83
Tableau III.41. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	84
Tableau III.42. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	84
Tableau III.43. Calcul d'armature.....	86
Tableau III.44. Calcul d'armature.....	91
Tableau III.45. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	100
Tableau III.46. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	101
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	107
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	111
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.....	114
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales.....	115
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	116
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	116
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.....	117
Tableau IV.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$	118
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	122
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	125
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	126
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	126
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	127
Tableau V.6. Schémas de ferrailage des poutres principale et secondaire.....	127
Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	129
Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux.....	131
Tableau V.9. Ferrailage des poteaux.....	133

Liste des tableaux

Tableau V.10. Calcul des armatures transversales.....	134
Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux.....	136
Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	137
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	138
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux.....	139
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.....	139
Tableau V.16. Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	140
Tableau V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x.....	143
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	144
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	144
Tableau VI.1. Ferrailage du radier.....	151
Tableau VI.2. Contraintes dans le béton	153
Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	155
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	155
Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures)	156
Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferrailage	156
Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant	157
Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	157
Tableau VI.9. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY)	158
Tableau VI.10. Ferrailage du voile périphérique.....	162
Tableau VI.11. Vérification des contraintes.....	163

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques	3
I.4 Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Les matériaux	3
I.6. Conclusion	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	8
II.2. Pré-dimensionnement des éléments	8
II.3. Evaluation des charges et surcharges	18
II.4. Décence de charge	24
II.5.Conclusion.....	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	35
III.2. Dalles pleines.....	58
III.3. L'ascenseur.....	68
III.4. Les escaliers.....	80
III.4. L'acrotère	100

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	106
IV.2. Objectifs et exigences.....	106
IV.3. Methode de calcul.....	106
IV.4. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	110
IV.5. Modalisation et résultats.....	111
IV.6. Conclusion.....	119

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	120
V.2 . Etude des poteaux.....	128
V.3. Etude des voiles.....	142

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	146
VI.2. Choix du type des fondations.....	146
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	146
VI .4. Etude des fondations	147
VI.5. Voile périphérique	160

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Pour lutter contre l'étalement urbain dans les grandes villes et le manque d'espace, un retour à la verticalité du bâtiment apparait aujourd'hui comme incontournable.

Une fois la décision de bâtir un bâtiment prise, on se trouvait confronter à des problèmes techniques qui se manifestaient dans ce genre de constructions.

Ces problèmes sont

- le dimensionnement et détermination des actions verticales.
- l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- le calcul du ferrailage
- l'étude des fondations du bâtiment.

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et les méthodes simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de l'ordinateur et la création des logiciels et aussi l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité de ces problèmes

De nos jours également la conception d'une structure parasismique est un problème complexe vue la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdes, des études faites par des experts comme Davidovici, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications est la nouvelle classification des zones sismiques et des valeurs des coefficients d'accélération de zone.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment d'habitation (R+9+sous sol) ; il regroupe à la fois parking et logement d'habitation.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments secondaire (acrotère, poutrelles, escalier, ascenseur).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par SAP 2000 vont être vérifiés par le RPA 99.
- La sixième étape portera sur l'étude des fondations.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment (R+ 9 + sous sol) à usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

Cet ouvrage est implanté dans la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia classée comme zone de moyenne sismicité (*Zone IIa*), le site catégorie S2 selon le RPA 99 version 2003. Le site se trouve sur un terrain en pente assez abrupte orientée Ouest-Est.

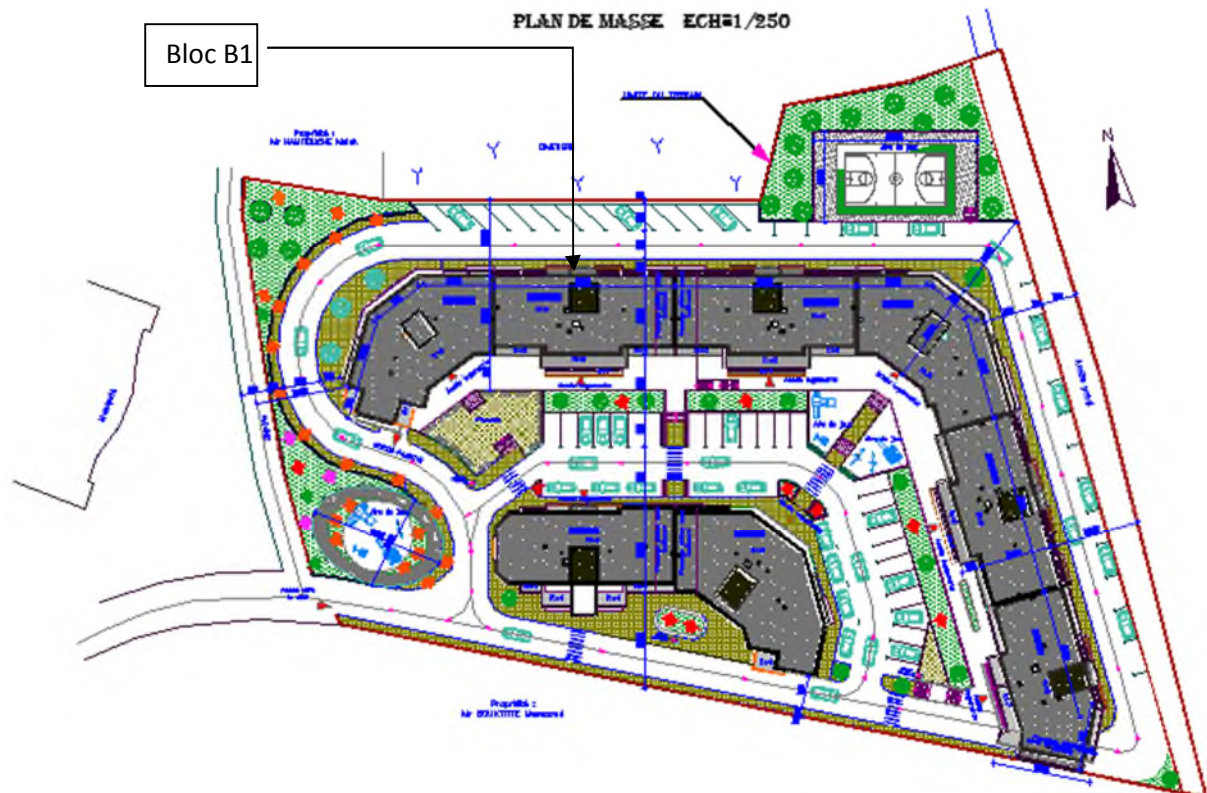


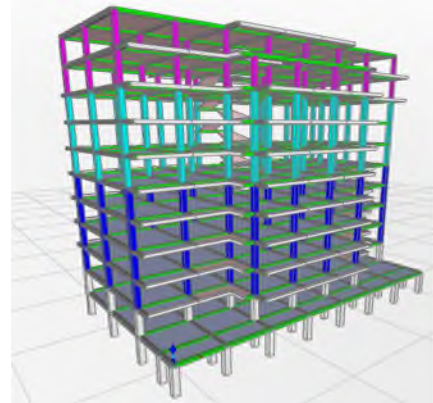
Fig. I.1 : Plan de situation.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment est de forme sensiblement rectangulaire avec un décrochement en plan qui reste dans les limites admissible du RPA 99 version 2003, l'ouvrage étudié est caractérisé

Par :

- Hauteur totale du bâtiment : 35.26m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur du R.D.C : 3.06m
- Hauteur de sous sol : 3.06m
- Longueur : 26.20m
- Largeur : 16.10m
- La surface totale du bâtiment : 392.57 m².



La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en **Zone IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.4. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.

I.5. Les matériaux :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93(équivalent BAEL 91) à savoir.

I.5.1. Le béton :

C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Caractéristiques mécaniques du béton :

– Résistance à la compression :

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

Pour notre étude la résistance à la compression du béton est prise égale à 25 MPa.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par : CBA93 (article A.2.1.1.2).

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

- Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

- Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

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

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

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

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

- Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

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

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

– Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):

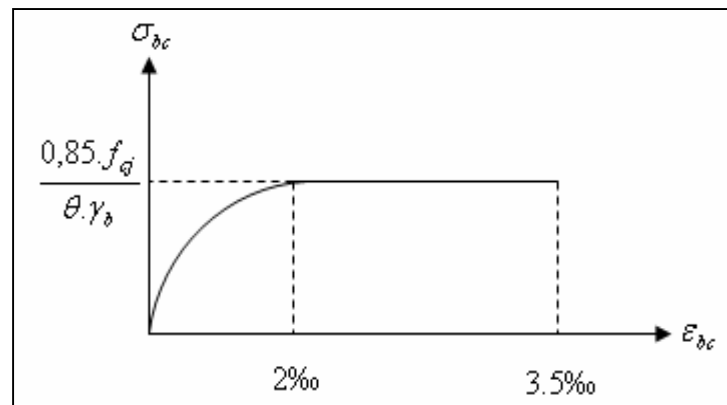


Fig .I. 2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ 0,85 * f_{c28} / (\theta * \gamma_b) & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0,9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0,8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5(\text{cas courants}) \\ 1,15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.5.2 Les aciers :

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

– Résistance caractéristique de l'acier :

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

- Contraintes limites σ_s

✓ à ELU

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

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : BAEL91 (article A.4.5.32)

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

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

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

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

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

η : Coefficient de fissuration avec:

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

- Principales armatures utilisées :

Tableau I.1 : f_e en fonction de la nuance d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.6. Conclusion :

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

Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

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

II.1. Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1. Eléments secondaires :

II.2.1.1. Les planchers :

On a deux types de planchers :

A. Plancher à corps creux :

A.1. Dimensionnement :

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivants la condition suivante :

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

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

Selon la vue en plan et suivant le sens de disposition des poutrelles indiqué sur la figure :

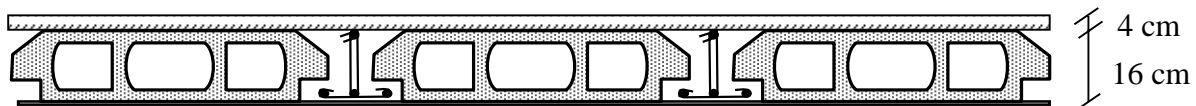


Fig II.1 : Plancher à corps creux

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm.}$$

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

Avec : $h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$H_{dc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

A.2. Les poutrelles :

➤ Définition :

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

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon le deuxième critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure II.2.

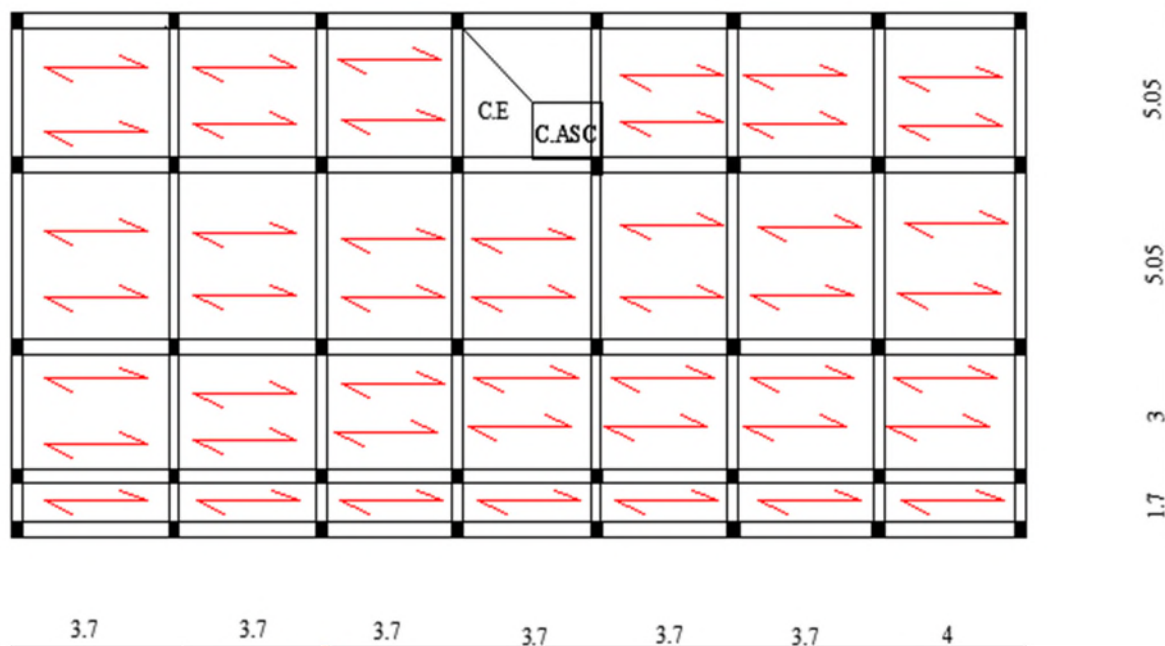


Fig. II.2 : Disposition des poutrelles (Sous sol).

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur du plancher = 16cm.

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : 10cm (forfaitairement).

l_x : distance entre nus des deux poutrelles

l_y : Travée minimale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

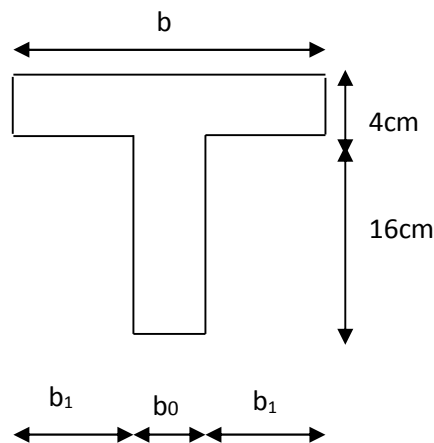


Fig. II.3 :Schéma d'une poutrelle.

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

$$l_y = 370 - 30 = 340 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Soit :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

D'où :

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

B. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu. (BAEL93)

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Notre projet comporte trois types de dalles pleines :

1) **Dalle sur 03 appuis :**

$$l_x = 140 \text{ cm}$$

$$l_y = 340 \text{ cm}$$

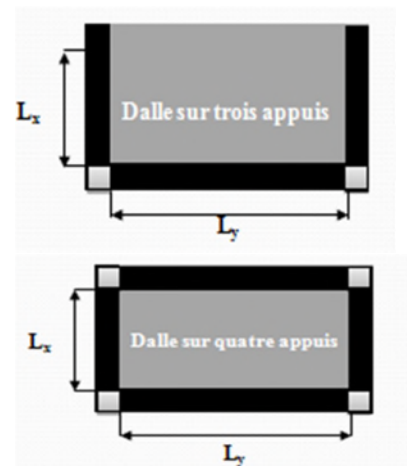
$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.11 \text{ cm} \leq e \leq 3.50 \text{ cm}$$

2) **Dalle sur 04 appuis :**

$$l_x = 380 \text{ cm}$$

$$l_y = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 8.44 \text{ cm} \leq e \leq 9.50 \text{ cm}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 14 \text{ cm}$

D'où on opte pour une épaisseur :

- $e = 14 \text{ cm}$ (dalle intérieure) et $e = 12 \text{ cm}$ (balcons)

II.2.1.2. Les escaliers :

1). Terminologie :

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

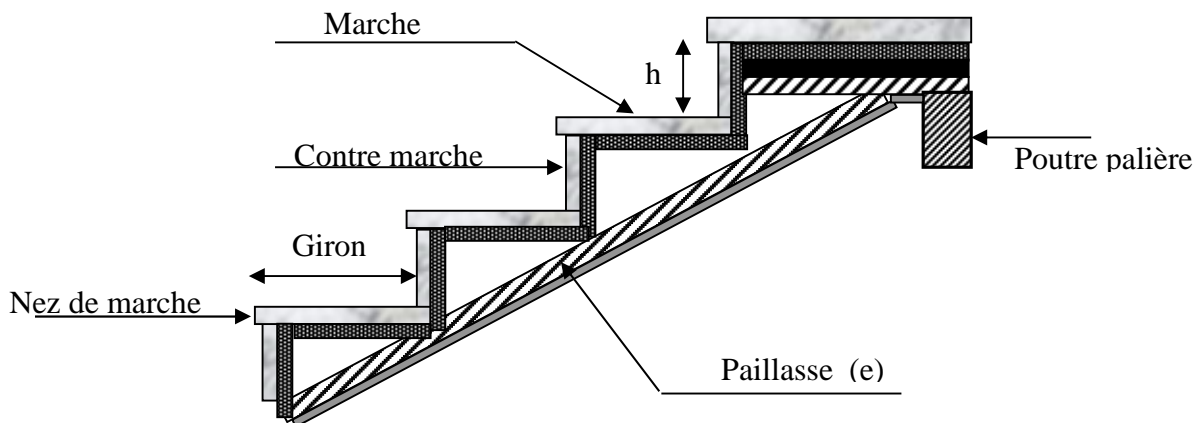


Fig. II.4. Détail d'un escalier

2) Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- Escalier à deux volées balancé.
- Escalier à deux volées (urbain).

3) Pré-dimensionnement des escaliers :

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

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

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

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

➤ **Type 1 (Escalier à deux volées basculé) du sous-sol au 8^{ème} étage :**
Volée 1 :

• **épaisseur de la pailasse :**

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

Avec : l_v : longueur de la volée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} l = \sqrt{3.1^2 + 1.87^2} + 2.8 = 6.42m \\ \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{642}{30} \leq e \leq \frac{642}{20} \Rightarrow 21,4cm \leq e \leq 32,1cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **$e = 22 \text{ cm}$** .

- **Calcul de h et g :** On a : $l_0 = 3,10 \text{ m}$
 $h_0 = 1,87 \text{ m}$

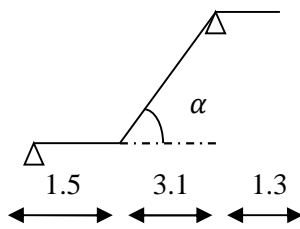
En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$

On trouve : $n = 11$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 11 \text{ contre marches.} \\ 10 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{10} \Rightarrow g = \frac{310}{10} = 31 \Rightarrow g = 31cm.$$

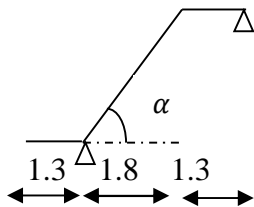
$$h = \frac{h_0}{11} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

$$\alpha(^{\circ}) = \text{tg}^{-1}(h_0 / l_0) = 31.1$$



$$\left\{ \begin{array}{l} n = 11 \\ (n-1) = 10 \\ \alpha(^{\circ}) = 31,1 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g = 31 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ e = 21,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

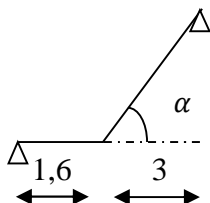
Volée 2 :



$$\left\{ \begin{array}{l} n = 7 \\ (n-1) = 6 \\ \alpha(^{\circ}) = 33,47 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ e = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

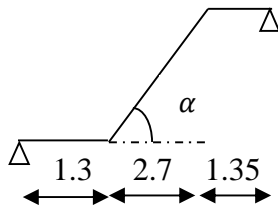
➤ **Type 2 (escalier urbain a deux volée) du RDC au 1^{er} étage :**

Volée 1 :



$$\left\{ \begin{array}{l} n = 11 \\ (n-1) = 10 \\ \alpha(^{\circ}) = 31,93 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ e = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Volée 2 :



$$\left\{ \begin{array}{l} n = 10 \\ (n-1) = 9 \\ \alpha(^{\circ}) = 32,19 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Eléments principales :

II.2.2.1. Les poutres :

A. Les poutres principales (P.P) :

Ce sont les poutres destinées à reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

A.1. Pré dimensionnement :

• **Critère de rigidité : (BAEL 91) :**

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

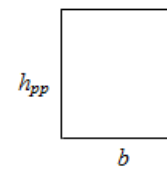


Fig.II.5. Coupe verticale d'une poutre

h_{pp} : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

D'où :

$$L_{max} = 505 - 45 = 460 \text{ cm.} \Rightarrow 30,66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 46 \text{ cm}$$

On prend: $h_{pp} = 40 \text{ cm.}$

• **Vérification selon RPA :** selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Soit : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm.}$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}.$$

$$(2) \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

$$\mathbf{b \times h = (30*40) \text{ cm}^2}.$$

B. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont des poutres disposées dans le sens parallèle aux poutrelles, elles ont un rôle homologue à celui des poutrelles (reprendre les charges prévenants du plancher).

B.1. Pré dimensionnement :

- Critère de rigidité

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

L_{max} : portée maximale entre nu d'appuis de deux poutres principales, (longueur max d'une poutre secondaire).

$$L_{max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 36 \text{ cm}.$$

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

- **Vérification selon RPA :** selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } h_{ps} = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ (2) \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées} \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

$$\mathbf{b \times h = (30*35) \text{ cm}^2}$$

II.2.2.2. LES VOILES :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- $a \geq 15\text{cm}$
- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples.

h_e : hauteur libre d'étage.

- $a \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow$ pour les voiles avec deux extrémités rigides .

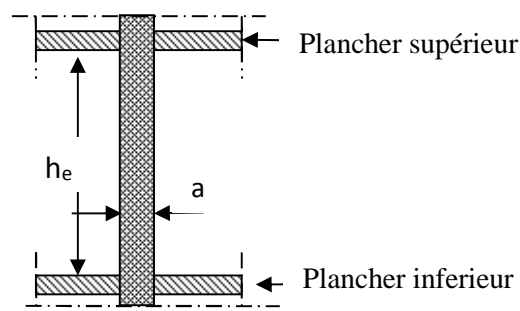


Fig.II.6. Coupe verticale d'un voile

Dans notre cas on a :

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14,3\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le sous-sol un voile : } a = 15\text{cm}.$$

$$a \geq \frac{206}{25} \Rightarrow a \geq 8,24\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le sous-sol un voile : } a = 15\text{cm}.$$

II.2.2.3. Les poteaux :

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

➤ Conditions de RPA99 (2003) :

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

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectué la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 (figure II.2.). On vérifie les sections des différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement)

Sous-sol, entre sol	40×45
Etages 1, 2, 3, 4	40×40
Etages 5, 6, 7	35×35
Etages 8, 9	30×30

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation pour les différents planchers est résumé dans les tableaux suivants conformément au (DTR BC.2.2).

1. Plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur) :

Tableau. II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (cage d'ascenseur)

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
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit au mortier de ciment	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G = 6.39 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1KN /m ²		

2. Plancher terrasse (inaccessible) :

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

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Gravillons d'étanchéité	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Forme de pente	22	0.065	1.43
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{terr}} = 5.74 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terr}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

3. Plancher terrasse (accessible) :

Tab .II.3. : Evaluation des charges d'une partie terrasse (accessible) :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Etanchéité (feuille de feutre bitumé 36S.VV+1.CEAC)	6	0.007	0.04
Dalle corps creux (16+4)	/	/	2.85
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{terr}} = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terr}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

2. Plancher étage courant et RDC :

Tab .II.4.: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant et RDC :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Cloison de séparation	9	0.1	0,9
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{étage}} = 5.22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage d'habitation).}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

3. Dalle pleine (balcon) :

Tab .II.5.: Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Dalle pleine	25	0.12	3
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{balcon}} = 4.47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (cas de balcons)}$$

4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tab .II.6.: Evaluation des charges dans les murs extérieurs :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuses	09	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.1	0.9
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{mursext}} = 2.92 \text{ KN/m}^2.$$

5. Murs intérieurs (séparation) :

Tab.II.7.: Evaluation des charges dans les murs intérieurs :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	09	0.1	0.9
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$G_{mursint} = 1.45 \text{ KN/m}^2$.

6. L'acrotère :

Evaluation des charges :

a. Les charges permanentes :

• Le poids propre :

$G = \gamma_b \times S \times 1$

S : Surface de l'acrotère

$S = S_1 + S_2 + S_3$

$S = (60 \times 15) + (7 \times 10) + 0,5(10 \times 3)$

$S = 985 \text{ cm}^2 = 0,0985 \text{ m}^2$

Donc: $G = 25 \times 0,0985 \times 1$

$G = 2.4625 \text{ KN/ml}$.

• Enduit de ciment :

➤ Enduit extérieure : (e=1,50cm)

$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN / ml}$

➤ Enduit intérieure : (e=1,5cm)

$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN / ml}$

D'où : $G_T = G + G_1 + G_2 = 2.4625 + 0,18 + 0,18$

Alors : $G_T = 2,82 \text{ KN/ml}$. (charge permanente totale)

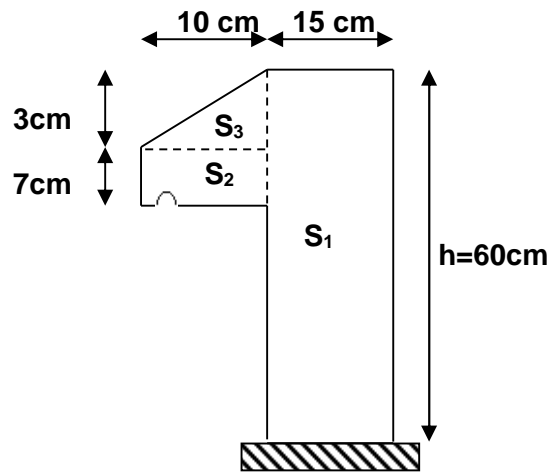


Figure II.7 : Coupe verticale d'un acrotère

a. La charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

7. Les escaliers :**➤ Palier :****Tab.II.8.:** Evaluation des charges dans les paliers :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Palier	25	0.215	5.375
		0.2	5
		0.18	4.5
		0.16	4
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$G_{\text{palier}} = 6.845 \text{ KN/m}^2$ (palier de 21.5 cm).

$G_{\text{palier}} = 6.47 \text{ KN/m}^2$ (palier de 20 cm).

$G_{\text{palier}} = 5.97 \text{ KN/m}^2$ (palier de 18 cm).

$G_{\text{palier}} = 5.47 \text{ KN/m}^2$ (palier de 16 cm).

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

➤ Volée :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

Tab .II.9.: Evaluation des charges dans les volées :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Les marches	22	0.17/2	1.87
Carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Carrelage vertical	22	0.02×0.17/0.31	0.24
		0.02×0.17/0.30	0.25
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02×0.17/0.31	0.22
		0.02×0.17/0.30	0.23
Enduit au mortier de ciment	18	0.015	0.27

$$G_{\text{volée1}} = 3.44 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée2}} = 3.46 \text{ KN/m}^2$$

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

8. Tableau récapitulatif des charges sur les volées :

Tableau .II.10. Récapitulatif des charges sur les volées

Type d'escaliers	Etage	G _{volée} (kN /m ²)	Q (kN/m ²)
Type 1	0.215/cos31.1	9.72	2.5
	0.16/cos33.47	8.25	
Type 2	0.18/cos31.93	8.76	
	0.2/cos32.19	9.36	

II.4. Décence de charge :

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2**.

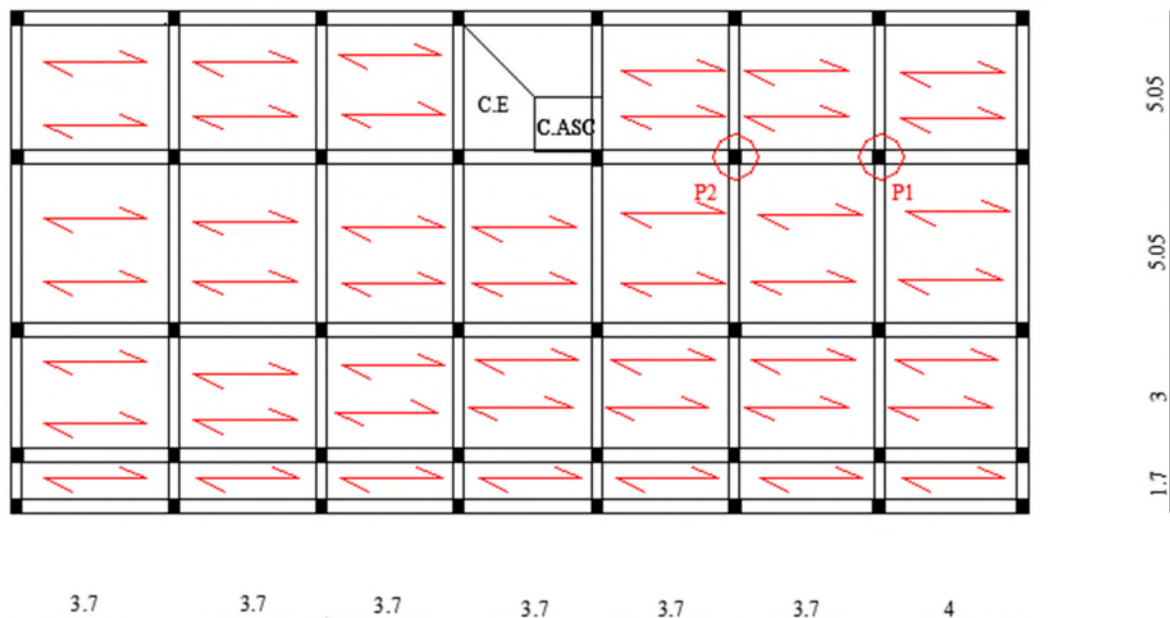


Fig II.8 :Plan de repérage des poteaux P1 et P2

II.4.1. Descente des charges pour le poteau P1 :

- **Calcul des surfaces afférentes :**
- ❖ **Terrasse inaccessible, entre sol (RDC) et 3^{eme} au 9^{eme} étage:**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.70+0.3+1.85) \times (2.375+0.3+2.375) = 19.45\text{m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S = (2.375 \times 1.85 \times 2) + (1.70 \times 2.375 \times 2) = 16.87 \text{ m}^2$$

❖ **Plancher de l'étage 2 :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = [(1.7+0.3) \times (4.75+0.3)] + [(3.575+0.3) \times 1.85]$$

$$S = 17.27 \text{ m}^2.$$

- Pour les charges permanentes :

$$S = (2.375 \times 1.7) \times 2 + (1.2 \times 1.85) + (1.85 \times 2.375)$$

$$S = 14.69 \text{ m}^2.$$

❖ **Plancher de l'étage 1 :**➤ **Surface du corps creux :**

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = [(1.7+0.3) \times (4.75+0.3)] = 10.1 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.7 \times 2.375) \times 2 = 8.1 \text{ m}^2.$$

➤ **Surface escalier :**

$$S = (1.67 \times 1.85) = 3.08 \text{ m}^2 \text{ (volée)}$$

$$S = (2.56 \times 1.85) = 4.74 \text{ m}^2 \text{ (volée)}$$

$$S = (1.3 \times 1.85) = 2.40 \text{ m}^2 \text{ (palier)}$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.375 + 2.375) = 14.25 \text{ KN}$

- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.7 + 1.85) = 9.32 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

- $G_{Poteau} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

Tableau. II.11. Poids propre des poteaux

poteaux	Section (cm ²)	Hauteur libre H=H _{etage} - H _{poutre} (m)	G _{pot} (KN)
Sous-sol et RDC	40×45	2.66	11.97
Etage 1, 2, 3, 4	40×40	2.66	10.64
Etage 5, 6, 7	35×35	2.66	8.15
Etage 8, 9	30×30	2.66	5.98

1.2. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.12.Poids des éléments

Eléments		Poids (KN/m ²)	Surface (m ²)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		5.74	16.87	96.83
Plancher d'étage	E-S (urbain)	3.46	7.82	27.06
		6.47	2.40	15.53
	Etage 1	5.22	8.10	42.28
	Etage 2	5.22	14.69	76.68
RDC, Etage 3 ^{eme} au 9 ^{eme}		5.22	16.87	88.06

4.3. Calcul des charges d'exploitations :

La loi de dégression (DTR-BC2-2) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des plancher des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment

A chaque niveau Q est déterminent comme suite :

- Sous la terrasse Q_0
- Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieure : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieure : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3+n)/(2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

4.4. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.13.Descente de charges pour le poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	96.83	19.45
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (30*30) cm ²	5.98	
	Total	126.38	
N1	Venant de N ₀	126.38	48.62
	Plancher d'étage 9 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (30*30) cm ²	5.98	

	Total	243.99	48.62
N2	Venant de N ₁	243.99	74.88
	Plancher d'étage 8 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	363.77	74.88
N3	Venant de N ₂	363.77	98.22
	Plancher d'étage 7 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	483.55	98.22
N4	Venant de N ₃	483.55	118.64
	Plancher d'étage 6 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	603.33	118.64
N5	Venant de N ₄	603.33	136.15
	Plancher d'étage 5 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	725.6	136.15
N6	Venant de N ₅	725.6	150.74
	Plancher d'étage 4 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	847.87	150.74
N7	Venant de N ₆	847.87	165.32
	Plancher d'étage 3 (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	970.14	165.32
N8	Venant de N ₇	970.14	177.66
	Plancher d'étage 2 (16+4) cm	76.68	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	1081.03	177.66
N9	Venant de N ₈	1081.03	200
	Plancher d'étage 1 (16+4) cm	42.28	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Escalier	42.59	

	Poteau (40*45) cm ²	11.97	
	Total	1201.44	200
N10	Venant de N ₉	1201.44	214.45
	Plancher RDC (16+4) cm	88.06	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	9.32	
	Poteau (40*45) cm ²	11.97	
	Total	1325.04	214.45
N _s =G _t + Q _t		N _s =1539.49 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u =2110.48 KN	

5. Descente des charges pour le poteau P2 :

5.1. Calcul des surfaces afférentes :

❖ Terrasse inaccessible et plancher d'étage courent 1 à 6 :

➤ Corps creux

- Pour les charges d'exploitations

$$S = (1.70 + 0.3 + 1.70) \times 5.05 = 18.68 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.70 \times 2.375) \times 4 = 16.15 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre des poutres :

- $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (4.75) = 14.25 \text{ KN}$

- $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.7 + 1.7) = 8.92 \text{ KN}$

➤ Poids des poteaux :

- $G_{\text{Poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

-

Tableau. II.14. Poids propre des poteaux

poteaux	Section (cm ²)	Hauteur libre (m)	G _{pot} (KN)
Sous-sol et RDC	40×45	2.66	11.97
Etage 1, 2, 3, 4	40×40	2.66	10.64
Etage 5, 6, 7	35×35	2.66	8.15
Etage 8, 9	30×30	2.66	5.98

5.2. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.15.Poids des éléments.

Eléments		Poids (KN/m ²)	Surface (m ²)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		5.74	16.15	92.70
Plancher étage	RDC, Etage 1 ^{eme} au 9 ^{eme}	5.22	16.15	84.30

5.3. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.16.Décence de charge pour le poteau P2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	92.70	18.68
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (30*30) cm ²	5.98	
	Total	121.85	
N1	Venant de N ₀	121.85	46.70
	Plancher d'étage 9 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (30*30) cm ²	5.98	
	Total	235.30	
N2	Venant de N ₁	235.30	71.92
	Plancher d'étage 8 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	350.92	
N3	Venant de N ₂	350.92	94.33
	Plancher d'étage 7 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	466.54	
N4	Venant de N ₃	466.54	113.95
	Plancher d'étage 6 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (35*35) cm ²	8.15	
	Total	582.16	
N5	Venant de N ₄	582.16	130.76
	Plancher d'étage 5 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	700.27	

N6	Venant de N ₅	700.27	144.77
	Plancher d'étage 4 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	818.38	
N7	Venant de N ₆	818.38	158.78
	Plancher d'étage 3 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	936.49	
N8	Venant de N ₇	936.49	172.79
	Plancher d'étage 2 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	1054.60	
N9	Venant de N ₈	1054.60	186.8
	Plancher d'étage 1 (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*45) cm ²	11.97	
	Total	1174.04	
N10	Venant de N ₉	1174.04	200.81
	Plancher RDC (16+4) cm	84.30	
	PP (30*40) cm ²	14.25	
	PS (30*35) cm ²	8.92	
	Poteau (40*45) cm ²	11.97	
	Total	1293.48	
N_s = G_t + Q_t		N_s = 1494.29 KN	
N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t		N_u = 2047.41 KN	

6. Récapitulation des résultantes :

Tableau. II.17. Efforts normaux dans les deux poteaux.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
Poteau P1	1325.04	214.45	2110.48	1539.49
Poteau P2	1293.48	200.81	2047.41	1494.29

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à : **N_u=2110.48 KN**

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 15%

Après majoration on trouve **N_u : 2427.05KN**

7. Vérifications :

7.1. Vérification des poteaux à la compression simple :

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

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

Tableau. II.18. Vérification des poteaux à la compression simple

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{cal} (MPa)	
Sous-sol et RDC	2427.05	0.40*0.45	14.20	13.48	Vérifier
Etage 1, 2, 3, 4	1984.76	0.40*0.40	14.20	12.40	
Etage 5, 6, 7	1141.32	0.35*0.35	14.20	9.32	
Etage 8, 9	462.66	0.30*0.30	14.20	5.14	

7.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

D'après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

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

Br = (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

On prend = 1% Br

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

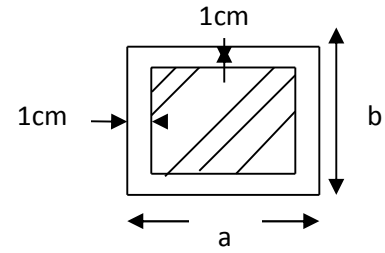


Fig .II.9. Section brute (Br)

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $l_f = 0.7 * l_0$ Avec

l_f : La longueur de flambement

l_0 : longueur du poteau

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

7.3. Vérification du poteau de sous sol:

$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 2.66 = 1.862 \text{ m}$

$B = 0.40 * 0.45 = 0.18 \text{ m}^2$

$I = \frac{0.40 * 0.45^3}{12} = 3.04 * 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{3.04 * 10^{-3}}{0.18}} = 0.129 \text{ m}$

$\lambda = \frac{1.862}{0.129} = 14.32 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.1280 \text{ m}^2$

Or nous avons

$Br = (40-2) * (45-2) * 10^{-4} = 0.1634 \text{ m}^2$

$0.1634 > 0.1280$; donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.18 suivant :

Tableau. II.19. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br_{cal}	
Sous-sol	2427.05	0.40*0.45	0.1634	0.1280	Vérifier
RDC	2210.23	0.40*0.45	0.1634	0.1225	
Etage 1	1984.76	0.40*0.40	0.1444	0.1113	
Etage 2	1791.32	0.40*0.40	0.1444	0.1005	
Etage 3	1576.34	0.40*0.40	0.1444	0.0884	
Etage 4	1361.35	0.40*0.40	0.1444	0.0763	
Etage 5	1141.32	0.35*0.35	0.1089	0.0648	
Etage 6	920.14	0.35*0.35	0.1089	0.0522	
Etage 7	693.92	0.35*0.35	0.1089	0.0394	
Etage 8	462.66	0.30*0.30	0.0784	0.0266	
Etage 9	229.76	0.30*0.30	0.0784	0.0132	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

II.5.Conclusion :

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

Tableau. II.20. Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du sous-sol et RDC	40	45
Poteaux des étages 1, 2, 3, 4	40	40
Poteaux des étages 5, 6, 7	35	35
Poteaux des étages 8, 9	30	30

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

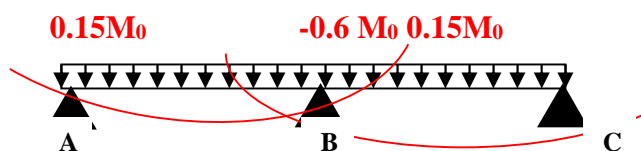


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

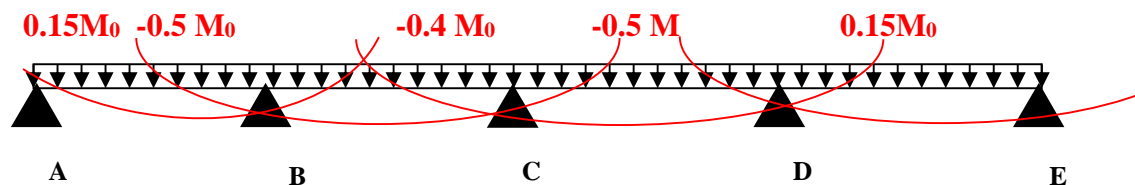


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et α le rapport des charges 'exploitation à la somme des charges non pondérées.

$$\alpha = Q / (G+Q).$$

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

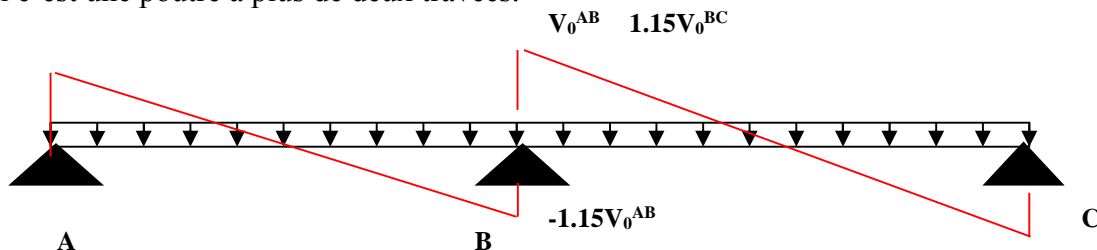


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

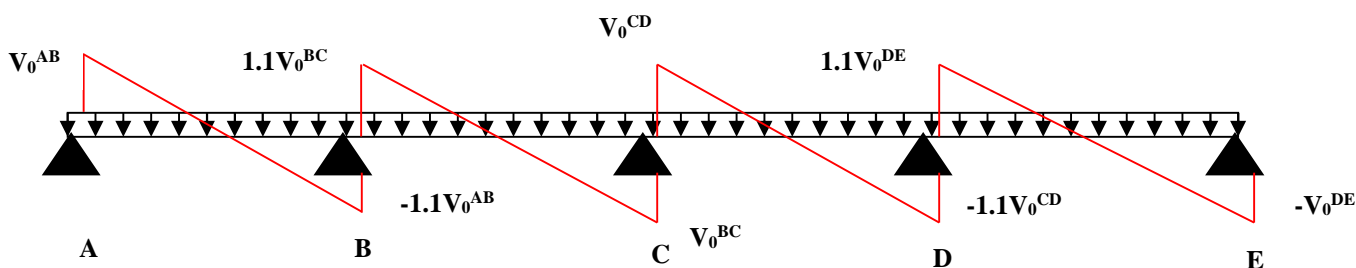


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• Calcul des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que : ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

• **L'effort tranchant :**

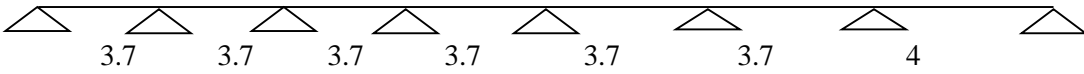
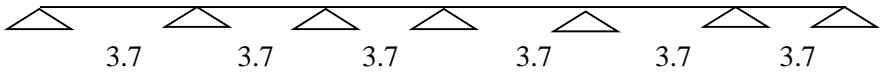
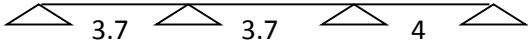
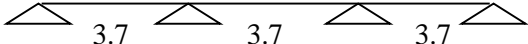
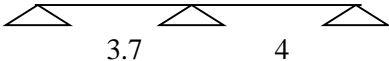
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

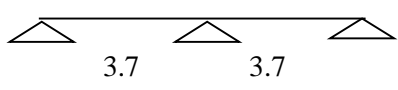
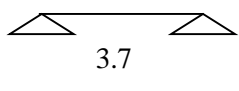
NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 7 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles:

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

6^{ème} type	
7^{ème} type	

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 5.74 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.74 + 1) \times 0.65 = 4.38 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher terrasse accessible :**

$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.82 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (4.97 + 1.5) \times 0.65 = 4.20 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher étage courant et RDC (habitation) :**

$G = 5.22 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 5.22 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.04 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.22 + 1.5) \times 0.65 = 4.37 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

Tableau III.2. Combinaisons d'action .

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
-------------	------------------------	------------------------	-----	-----

			$q_u(\text{KN/m}^2)$	$P_u (\text{KN/ml})$	$q_s(\text{KN/m}^2)$	$P_s (\text{KN/ml})$
Plancher Terrasse inaccessible	5.74	1.0	9.25	6.02	6.74	4.38
Plancher Terrasse accessible	4.97	1.5	8.96	5.82	6.47	4.20
Plancher étage courant et RDC (habitation)	5.22	1.5	9.30	6.04	6.72	4.37

Exemples de calcul :

- **Application de la méthode forfaitaire pour le 3^{ème} type de poutrelle du plancher terrasse :**

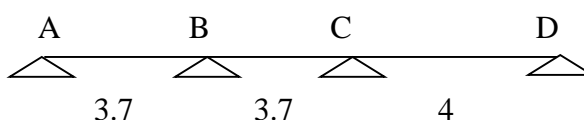
Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 3).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.74, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.7/3.7 = 1$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $F.P.N$vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b. Calcule des sollicitations :



b.1 Terrasse inaccessible :

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN /m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à L'ELS.

- **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.7)^2}{8} = 10.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.7)^2}{8} = 10.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{6.02 \times (4)^2}{8} = 12.04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.38 \times (3.7)^2}{8} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.38 \times (3.7)^2}{8} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{4.38 \times (4)^2}{8} = 8.76 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS)(KN.m)
A-B	10.30	7.49
B-C	10.30	7.49
C-D	12.04	8.76

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(10.30; 10.30) = -5.15 \text{ KNm} .$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(10.30; 12.04) = -6.02 \text{ KNm} .$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(7.49; 7.49) = -3.74 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(7.49; 8.76) = -4.38 \text{ KNm}$$

• **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.74} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} = 0.62$$

A l'ELU :

$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 5.15}{2} \geq 1.05 \times 10.30 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 10.30 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.40 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.24, 6.40) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.24 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{5.15 + 6.02}{2} \geq 1.05 \times 10.30 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 10.30 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.23 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 6.40 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.23, 5.37) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.37 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_t + \frac{6.02 + 0}{2} \geq 1.05 \times 12.04 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 12.04 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.64 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 7.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.64, 7.49) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.64 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.7}{2} = 11.13 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.10 \frac{P_u \times l}{2} = -12.25 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.10 \frac{P_u \times l}{2} = 1.10 \frac{6.02 \times 3.7}{2} = 12.25 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.10 \frac{P_u \times l}{2} = -12.25 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.10 \frac{P_u \times 1}{2} = 1.10 \frac{6.02 \times 4}{2} = 13.24 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{P_u \times 1}{2} = - 12.04 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.7	6.02	10.30	1.81	5.15	8.24	11.14	-12.25
	BC	3.7	6.02	10.30	5.15	6.02	5.38	12.25	-12.25
	CD	4	6.02	12.04	6.02	1.81	9.64	13.24	-12.04

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.7	4.38	7.50	1.31	3.75	6.00
	BC	3.7	4.38	7.50	3.75	4.38	3.91
	CD	4	4.38	8.76	4.38	1.31	7.01

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.7	6.02	10.30	1.55	5.15	7.47	11.14	12.25
	BC	3.7	6.02	10.30	5.15	5.15	5.67	12.25	12.25
	CD	3.7	6.02	10.30	5.15	1.55	7.47	12.25	11.14

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.7	4.38	7.50	1.12	3.75	5.43
	BC	3.7	4.38	7.50	3.75	3.75	4.12
	CD	3.7	4.38	7.50	3.75	1.12	5.43

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.7	6.02	10.30	1.55	5.15	8.24	11.14	12.25
	BC	3.7	6.02	10.30	5.15	4.12	6.18	12.25	11.14
	CD	3.7	6.02	10.30	4.12	4.12	6.70	11.14	11.14
	DE	3.7	6.02	10.30	4.12	4.12	6.70	11.14	11.14
	EF	3.7	6.02	10.30	4.12	4.12	6.70	11.14	11.14
	FG	3.7	6.02	10.30	4.12	6.02	5.75	11.14	12.25
	GH	4	6.02	12.04	6.02	1.81	9.64	13.25	12.04

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.7	4.38	7.50	1.12	3.75	6
	BC	3.7	4.38	7.50	3.75	3	4.50
	CD	3.7	4.38	7.50	3	3	4.88
	DE	3.7	4.38	7.50	3	3	4.88
	EF	3.7	4.38	7.50	3	3	4.88
	FG	3.7	4.38	7.50	3	4.38	4.19
	GH	4	4.38	8.76	4.38	1.31	7.01

b.2 Terrasse accessible :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.7	5.82	9.96	1.49	4.98	7.42	10.77	11.84
	BC	3.7	5.82	9.96	4.98	4.98	5.67	11.84	11.84
	CD	3.7	5.82	9.96	4.98	1.49	7.42	11.84	10.77

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.7	4.20	7.19	1.08	3.59	7.77	8.55	5.35
	BC	3.7	4.20	7.19	3.59	3.59	8.55	8.55	4.09
	CD	3.7	4.20	7.19	3.59	1.08	8.55	7.77	5.35

b. 3 Plancher étage courant et RDC :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant, RDC(type1):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	5.17	8.45	11.18	12.30
	BC	3.7	6.04	10.34	5.17	4.14	6.38	12.30	11.18
	CD	3.7	6.04	10.34	4.14	4.14	6.89	11.18	11.18
	DE	3.7	6.04	10.34	4.14	4.14	6.89	11.18	11.18
	EF	3.7	6.04	10.34	4.14	4.14	6.89	11.18	11.18
	FG	3.7	6.04	10.34	4.14	6.05	5.94	11.18	12.30
	GH	4	6.04	12.09	6.05	1.81	9.87	13.29	12.09

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 1):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.7	4.37	7.47	1.12	3.74	6.10

	BC	3.7	4.37	7.47	3.74	3	4.60
	CD	3.7	4.37	7.47	3	3	4.98
	DE	3.7	4.37	7.47	3	3	4.98
	EF	3.7	4.37	7.47	3	3	4.98
	FG	3.7	4.37	7.47	3	4.37	4.29
	GH	4	4.37	8.74	4.37	1.31	7.14

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 2):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	5.17	8.45	11.18	12.30
	BC	3.7	6.04	10.34	5.17	4.14	6.38	12.30	11.18
	CD	3.7	6.04	10.34	4.14	4.14	6.89	11.18	11.18
	DE	3.7	6.04	10.34	4.14	4.14	6.89	11.18	11.18
	EF	3.7	6.04	10.34	4.14	5.17	6.38	11.18	12.30
	FG	3.7	6.04	10.34	5.17	1.55	8.45	12.30	11.18

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant, RDC (type 2):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.7	4.37	7.47	1.12	3.74	6.10
	BC	3.7	4.37	7.47	3.74	3	4.60
	CD	3.7	4.37	7.47	3	3	4.98
	DE	3.7	4.37	7.47	3	3	4.98
	EF	3.7	4.37	7.47	3	3.74	4.60
	FG	3.7	4.37	7.47	3.74	1.12	6.10

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 3):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	5.17	7.67	11.17	12.29
	BC	3.7	6.04	10.34	5.17	6.04	5.51	12.29	12.29
	CD	4	6.04	12.08	6.04	1.81	8.96	13.29	12.08

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 3):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.7	4.37	7.48	1.12	3.74	5.55
	BC	3.7	4.37	7.48	3.74	4.37	3.99
	CD	4	4.37	8.74	4.37	1.31	6.48

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 4):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	5.17	7.67	11.17	12.29
	BC	3.7	6.04	10.34	5.17	5.17	5.86	12.29	12.29
	CD	3.7	6.04	10.34	5.17	1.55	7.67	12.29	11.17

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 4):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.7	4.37	7.48	1.12	3.74	5.55
	BC	3.7	4.37	7.48	3.74	3.74	4.24
	CD	3.7	4.37	7.48	3.74	1.12	5.55

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant, RDC(type 5):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	7.25	6.63	11.17	12.85
	BC	4	6.04	12.08	7.25	1.81	8.49	13.89	12.08

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 5):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.7	4.37	7.48	1.12	5.24	4.80
	BC	4	4.37	8.74	5.24	1.31	6.05

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 6):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	6.20	7.15	11.17	12.85
	BC	3.7	6.04	10.34	6.20	1.55	7.15	12.85	11.17

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 6):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3.7	4.37	7.48	1.12	4.49	5.17
	BC	3.7	4.37	7.48	4.49	1.12	5.17

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 7):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 7	AB	3.7	6.04	10.34	1.55	1.55	9.48	11.17	11.17

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant ,RDC (type 7):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 7	AB	3.7	4.37	7.48	1.12	1.12	6.86

- Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul plancher terrasse inaccessible type 3:

$$M_t = 9.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -6.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.81 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.24 \text{ KN}$$

En travée :

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

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$; la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$; on calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui est égale à **4 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

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

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{9.64 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.64 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (ArtA.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$Condition vérifier.

On opte pour 2HA8+ 1HA10 avec $A=1.80\text{cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

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

$M_u=6.02\text{KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.02 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.13$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.175$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.175) = 0.167\text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.02 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.03\text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.217\text{cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 1HA8+1HA10 avec $A=1.29\text{cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$M_u=1.81\text{KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.049$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_U * A_{a \text{ int}}}{M_{U \text{ int}}} = \frac{1.54 \times 10^{-3} * 1.29}{6.02 * 10^{-3}} = 0.33 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec $A=0.5 \text{ cm}^2$.

Vérifications à l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1])}$$

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

$$V^{\text{max}} = 13.24 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.24 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.735 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 10 / 10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte pour un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

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

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.735 - 0.3 \times 2.1)} = 173.71 \text{ cm}$$

$$St \leq 173.71 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

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

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2 [1])

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.86 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

(Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 1.51 + 0.79 = 2.3 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 13.24 \times 10^{-3} / 400 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$$

$$A_s = 1.51 + 1.57 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 ((13.24 * 10^{-3}) + 6.02 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01324 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

- **Etat limite d'ouverture des fissures: FPN n'est pas nécessaire.**
- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad h \geq \max\left[\frac{1}{22.5}, \frac{M_t}{10 \times M_0}\right] * l$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{7.01}{15 * 8.76} = 0.053 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.01 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

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

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

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

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

En travée :

$$q_s = 0.65 * (G + Q) = 4.38 \text{ KN/m.}$$

$$M_{ser} = 7.01 \text{ KN.m.}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b}{2} * h_0^2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{1}{2} \times 65 \times 4^2 - 15 \times 1.8 \times (18 - 4) = 142 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table de}$$

compression, le calcul se fera en section en $b \times h$.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0.$$

$$32.5 \times y^2 + 27y - 486 = 0$$

$$y = 3.47 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 6606.53 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7.01 \times 10^{-3} \times \frac{0.0347}{6606.53 \times 10^{-8}} = 3.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

En appui :

$$A = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$M_{a_{ser}} = 4.38 \text{ KN.m}$$

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

$$H = \frac{1}{2} \times 65 \times 4^2 - 15 \times 1.29 \times (18 - 4) = 249.1 \text{ cm}^3 > 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression.

Calcul de y :

$$y = 6.63 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 3472.95 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.38 \times 10^{-3} \times \frac{0.0663}{3472.95 \times 10^{-8}} = 8.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

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

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

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

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

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

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

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.47 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$v = 6.47 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 17587.23 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))

$A_s = 2.3 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.3}{10 \times 18} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$$
 Déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 Déformation différée.

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

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

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.74 = 3.73 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.74 + 1) = 4.38 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.57 \text{ KN.m}$$

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

$$I_0 = 17587.23 \text{ cm}^4$$

$$I = 6606.53 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.012$$

$$\lambda_i = 3.55$$

$$\lambda_v = 1.42$$

$$\sigma_{stj} \text{ (Mpa)} = 91.71$$

$$\sigma_{stg} \text{ (Mpa)} = 184.74$$

$$\sigma_{stp} \text{ (Mpa)} = 222.68$$

$$\mu_j = 0,434 > 0$$

$$\mu_g = 0,644 > 0$$

$$\mu_p = 0,712 > 0$$

$$If_{ij} \text{ (m}^4\text{)} = 0,000076$$

$$If_{ig} \text{ (m}^4\text{)} = 0,000058$$

$$If_{ip} \text{ (m}^4\text{)} = 0,000054$$

$$If_{vg} \text{ (m}^4\text{)} = 0,0001$$

$$f_{gv} \text{ (mm)} = 8.3571$$

$$f_{ji} \text{ (mm)} = 1.8196$$

$$f_{pi} \text{ (mm)} = 6.0522$$

$$f_{gi} \text{ (mm)} = 4.8029$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.7868 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 7.7868 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.26. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M_t(KN.m)	A_s(cm²)	A_{min}(cm²)	A choisit (cm²)
En travée	9.64	1.56	1.41	2.58 1HA8+2HA10
En appui intermédiaire	6.02	1.03	0.217	1.29 1HA10+1HA8
En appui rive	1.81	0.33	0.26	0.5 1HA8

Pour les autres types de poutrelle du plancher habitations, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.27. Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm²)
		Section calculée (cm²)	Section adoptée (cm²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.33	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,03	1HA10+1HA8 = 1.29	2HA6 = 0,57
	Travée	1.56	1HA8+2HA10 = 2.07	2HA6 = 0,57

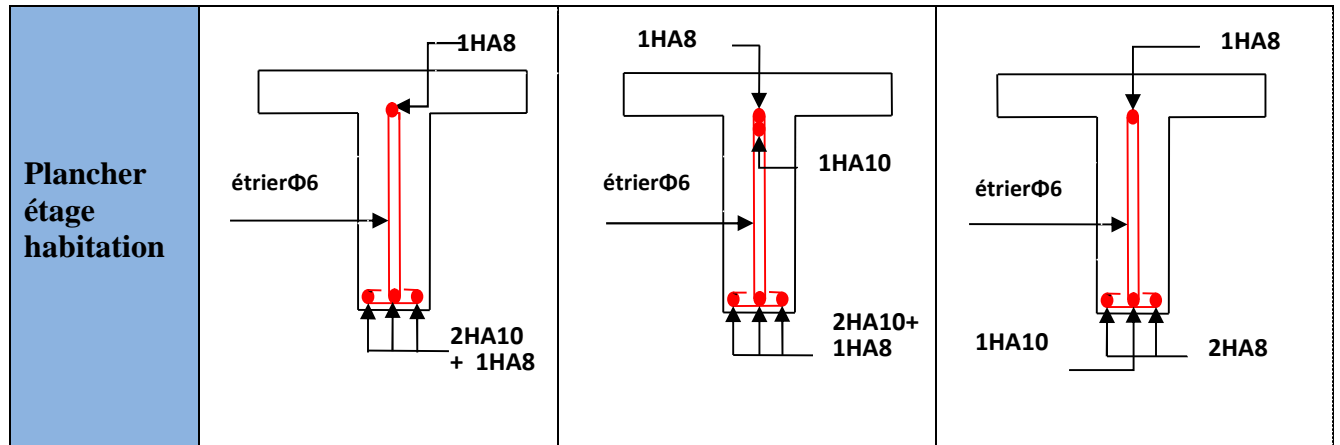
Terrasse accessible	Appuis de rive	0.24	1HA8= 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	0.84	2HA8=1.01	2HA6= 0,57
	Travée	1.32	3HA8= 1.51	2HA6 = 0,57
Plancher étage habitation	Appuis de rive	0.29	1HA8=0.5	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1.04	1HA10+1HA8=1.29	2HA6=0,57
	Travée	1.61	2HA10+1HA8=2.07	2HA6 = 0,57

Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans les autres planchers:

	Y(cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{ji} (cm ⁴)	I _{gi} (cm ⁴)	I _{pi} (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
Habitation	3.47	6610	45100	19460.4	14214	13021	24848	0.306	0.8
Terrasse accessible	3.21	5670	44800	17385.3	12709	11497	22907	0.319	0.8

Tableau III.29. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher terrasse accessible			



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

d'où on opte pour un treillis soudé (20× 20) cm

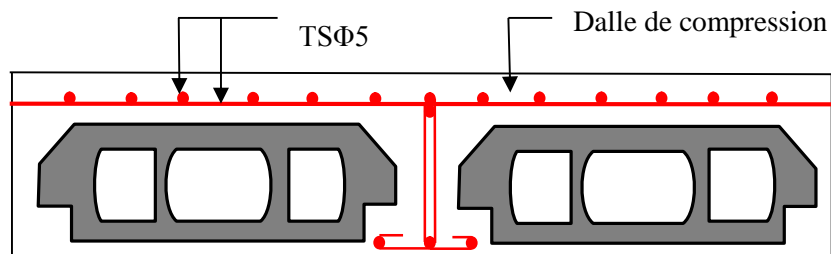


Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

A)Type1 : Dalle sur trois appuis (balcon):

$$L_x = 1.40 \text{ m.}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.41 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Soit :

$$G = 4.47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 11.28 \text{ KN/ml}$$

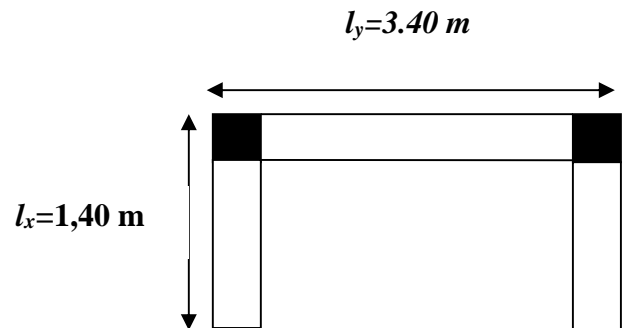


Fig.III.6.dalle sur 3 appuis

• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

a) Evaluation des moments :

✓ 1^{iere} étape :

$$l_x = 1.40 < \frac{l_y}{2} = 1.70$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{Pu \times l_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{Pu \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times Pu \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{11.28 \times 1.40^3}{6} = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{11.28 \times 1.40^2 \times 3.40}{2} - 2 \times \frac{11.28 \times 1.40^3}{3} = 16.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ 2^{ème} étape :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 16.95 = 14.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 5.15 = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times 16.95 = -5.08 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage : le ferrailage est mené à la flexion simple pour une section ($l_x \times e$) et ($l_y \times e$)

✓ En travée :

Tab III.30: Résultats de ferrailages du 1^{er} type de dalle en travée

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	14.40	0.101	0.134	9.46	4.37	4HA12 = 4.52
y-y	Règle des trois				1.28	3HA8 = 1.51

✓ En appui :

Tab III.31: Résultats de ferrailages du 1^{er} type de dalle aux appuis

M^a	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
5.08	0.035	0.045	9.81	1.48	3HA8 = 1.51

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0,4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

dans notre cas $f_e = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3-0,41)}{2} \times 100 \times 12 = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,24 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A_y = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.96 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

d) Vérification de cisaillement :

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_y = 0.53 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 7.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{7.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0,0767$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

e) Les espacements :

Parallèle à l_x : $S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (3 \times 12, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Parallèle à l_x : $A_s = 4\text{HA}12 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$

Parallèle à l_y : $S_t \leq \min (4e, 45 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (4 \times 12, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

Parallèle à l_y : $A_s = 3\text{HA}8 \rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$

A l'ELS :

$$p_s = G + Q = 4.47 + 3,5 = 7.97 \text{ KN/m}$$

$$l_x = 1,40 < \frac{l_y}{2} = 1,70$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{7,97 \times 1,40^3}{6} = 3,64 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{7,97 \times 1,40^2 \times 3,40}{2} - 2 \times \frac{7,97 \times 1,40^3}{3} = 11,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad , \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0 \quad , \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tab III.32: Vérification des contraintes dans le béton :

Sens	M_{ser}	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
XX	10.17	4.52	3.06	4220.6	7.39	15	vérifiée
YY	3.09	1.51	1.91	1714.7	3.45	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$\frac{e}{L_x} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t}{20 M_o} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \quad \text{avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{12}{140} = 0,085 \geq \max [0,0375 \cdot 0,042] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 4,52 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0,1}{400} = 0,0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^y}{20 M_o^y} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \quad \text{avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{12}{340} = 0,0352 \geq \max [0,0375; 0,042] \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$A_s = 1.51 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé

Vérification de la flèche (sens y-y) :

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

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

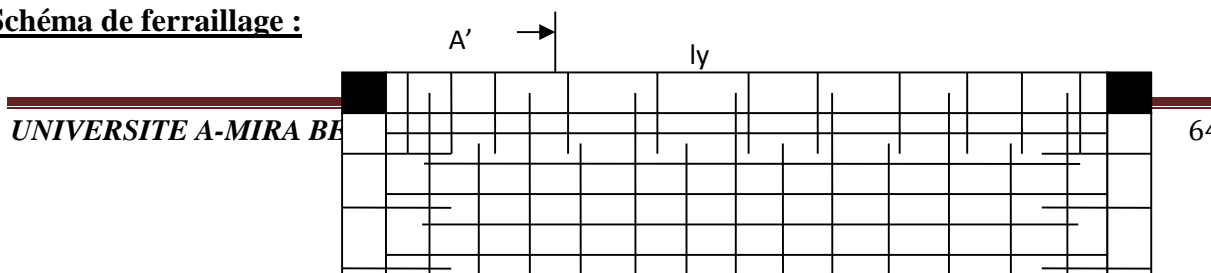
$$q_{pser} = (4.47 + 3) = 7.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le calcul de la flèche :

$$f_{gi} = 0.063 \text{ cm} ; f_{gv} = 0.189 \text{ cm} \quad f_{ji} = 0.0255 \text{ cm} \quad f_{pi} = 0.0679 \text{ cm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.168 \text{ cm} < f_{adm} = 0.68 \text{ cm}$ vérifiée

Schéma de ferrailage :



lx

4HA12/m

3HA8/m

Fig.III.7.Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1

B).Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

• Calcul du chargement

$$G=4.47\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.47 + 1.5 \times 2.5 = 9.78 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.47 + 2.5 = 6.97 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4} = 0.95 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail}$$

selon deux sens l_x et l_y

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.95$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

• Calcul de M_{x0} et M_{y0}

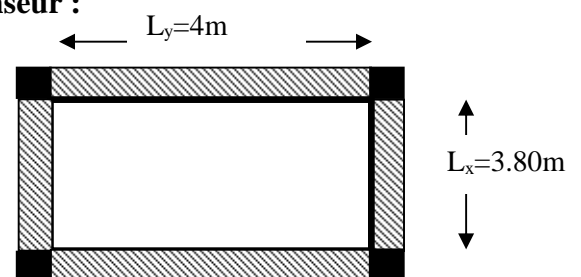


Fig. III.8 : panneau de la dalle

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.041 \times 9.78 \times 3.80^2 = 5.79 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8875 \times 5.79 = 5.13 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0483 \times 6.97 \times 3.80^2 = 4.86 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9236 \times 4.86 = 4.48 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 4.34 \text{ KN.m / ml} \\ M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 3.84 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 3.64 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 3.36 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -2.89 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -2.43 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tab III.33: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

En travée				
	A calculé(cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	1.05	1.14	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.93	1.12	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens y	0.70	1.45	4HA8=2.01	25

Condition de non fragilité :

En travée :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon x et y on ferraille avec A_m

Aux appuis :

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{m}_l > A_s = 0.7 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon x et y on ferraille avec A_m

Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3.e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33\text{ cm} \leq \min(4.e; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$ condition vérifiée

Appuis : $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3.e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_t^y = 1.51\text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{ cm}^2$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{uy} = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_y = 8.78\text{ KN} \quad , \quad V_x = 10.24\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.085\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16\text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur, on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.34: Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens	$M_{ser} (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{adm}(MPa)$	remarque
Selon x-x	3.64	2.40	3239.4	2.70	15	Vérifiée
Selon y-y	3.36	2.11	2528.6	2.81	15	Vérifiée
Appui	2.43	2.40	3239.4	1.80	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

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

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

Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{Mt}{20 Mo} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b=1m$$

$$\frac{14}{380} = 0.036 \geq \max [0.0375; 0.0382] \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$A_s = 2.01 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 0.0006 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiées donc le calcul de la flèche est recommandé.

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76cm$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 2.40 \text{ cm}$$

$$I = 3239.4cm^4$$

$$E_I = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01cm^2$$

$$q_{jser} = 3KN / m^2$$

$$q_{gser} = 4.47KN / m^2$$

$$q_{pser} = (4.47 + 2.5) = 6.97KN / m^2$$

Le calcul de la flèche :

$$f_{gi} = 0.0661cm ; f_{gv} = 0.1985cm \quad f_{ji} = 0.02687cm \quad f_{pi} = 0.0624cm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.167\text{cm} < f_{adm} = 0.76\text{cm}$
vérifiée

Sens y-y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^y}{20 M_0^y} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \text{ avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{14}{400} = 0.035 \geq \max [0.0375 \cdot 0.0374] \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$A_s = 1.51 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 0.0006 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 2.11 \text{ cm}$$

$$I = 2528.6\text{cm}^4$$

$$E_I = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.51\text{cm}^2$$

$$q_{jser} = 3\text{KN} / \text{m}^2$$

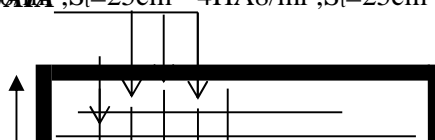
$$q_{gser} = 4.47\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.47 + 2.5) = 6.97\text{KN} / \text{m}^2$$

Le calcul de la flèche:

$$f_{gi} = 0.0682\text{cm} ; f_{gv} = 0.2048\text{cm} \quad f_{ji} = 0.0277\text{cm} \quad f_{pi} = 0.0644\text{cm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.173\text{cm} < f_{adm} = 0.8\text{cm}$ vérifiée



3HA8/ml ; $S_t=33\text{cm}$

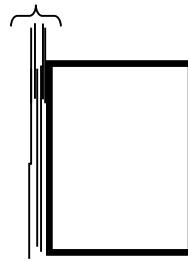


Fig III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.3. L'ascenseur :

III.3.1.Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,60\text{ m}$
- $T_s=1.90\text{ m}$
- $H_k=2,20\text{ m}$
- $P_M=1500\text{ daN}$
- $D_M=4300\text{ daN}$
- $F_c=5000\text{ daN}$
- $v = 1\text{ m/s}$

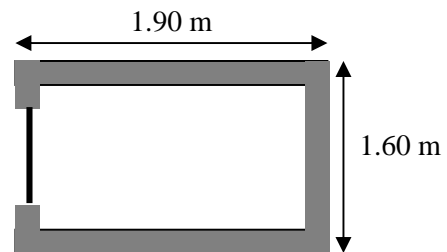


Fig. III.10.Cage d'ascenseur.

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.3.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour détermineront épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h₀=15 cm**

On doit calculer la surface d'impact U×V

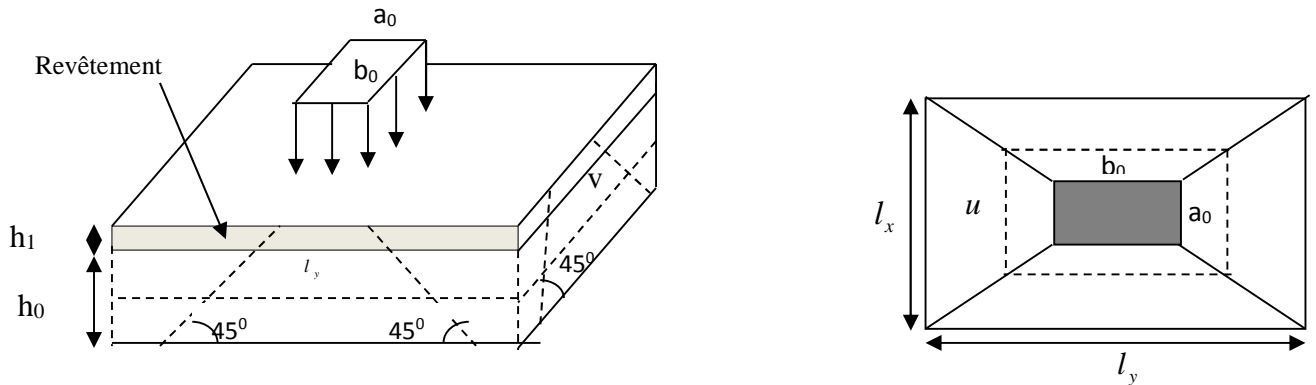


Fig. III.11. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(69 \times 69) \text{ cm}^2$

$h_0 = 15 \text{ cm}$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$U = 94 \text{ cm} \quad ; \quad l_x = 1,6 \text{ cm}$$

$$V = 94 \text{ cm} \quad ; \quad l_y = 1,9 \text{ cm}$$

III.3.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 \quad \frac{U}{l_x} = 0.62, \quad \frac{V}{l_y} = 0.94$$

D'où : $M^1 = 0.057$

$$M^2 = 0.047$$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 4.85 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 4 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.84 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 6.64 \text{ KN/m}^2 .$$

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

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 6.64 + 1,5 \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml.zz}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0517 \times 10.46 \times (1.6)^2 = 1.38 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.6678 \times 1.38 = 0.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.85 + 1.38 = 6.23 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4 + 0.92 = 4.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d^x = 13\text{cm}$; $d^y = 11.8\text{cm}$)

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 5.29 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.3 \times M^x = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 1.87 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35.Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t _{calculée} (cm ² /ml)	A ^t _{adoptée} (cm ² /ml)	A ^a _{calculée} (cm ² /ml)	A ^a _{adoptée} (cm ² /ml)
X-X	5.29	1.87	1.18	4T8=2.01	0.41	3T8=1,51
Y-Y	4.18	1.87	0.93	4T8=2,01	0.41	3T8=1,51

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1.29 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{calculée}}^t = 1.18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\rho = 0.84 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A^t_{\text{calculée}} = 0.93\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon x et y on ferraille avec A^{\min}

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (94 + 94) = 376\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 85.05\text{KN} \\ \frac{0.045 \times 3.76 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 423\text{KN} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 30.16\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{30.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.1\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.16\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4.18 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 3.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 6,64 + 1 = 7,64 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0586 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.7655 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.13 \text{ KN.m.}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.86 \text{ KN.m.}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 4.54 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 4.51 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 3.86 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 1.59 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

(On prend $M^t = 4.51 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2 = 3844.82cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.94MPa$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition
Vérifiée.

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0.093 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{4.51}{20 \times 5.31} \right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage :**

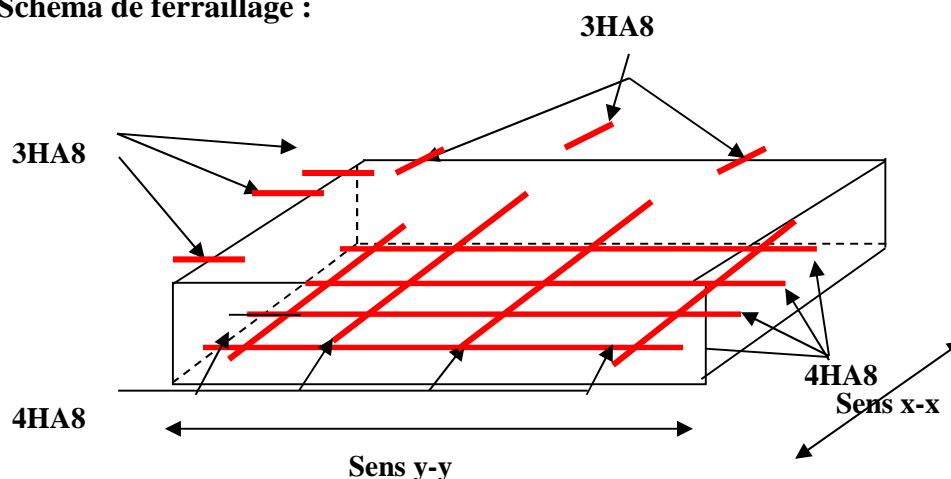


Fig. III.12.Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.3.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (190×160 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1 = 6,64 \text{ KN/m}^2$.

- poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.9 \times 1.6} \rightarrow G_2 = 16.44 \text{ KN / m}^2$

- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 23.08 \text{ KN/m}^2$.

- $P_{total} = 1,35 \times G_{total} \rightarrow P_{total} = 31.167 \text{KN/m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

III.3.4. Evaluation des moments à l'ELU :

$M^{x2} = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 \Rightarrow M^{x2} = 4.12 \text{KN.m}$.

$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M^{y2} = 2.75 \text{KN.m}$.

$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 3.50 \text{KN.m}$

$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 2.33 \text{KN.m}$

$M^{ax} = 0.3 \times M^x = 1.23 \text{KN.m}$

$M^{ay} = M_{ax} = 1.23 \text{KN.m}$.

III.3.3.2. Ferrailage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Moment (KN.m)	μ_{bu}	A^{calcul} (cm ² /ml)	$A^{adoptés}$ (cm ² /ml)
M_{tx}	0.0145	0.78	4HA8
M_{ty}	0.0097	0.52	3HA8
M_{ax}	0.0051	0.27	3HA8
M_{ay}	0.0051	0.27	3HA8

• **Condition de non fragilité :**

$h > 12 \Rightarrow A_{min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$

$A_x^{min} = 1.29 \text{ cm}^2 \leq A_{calculée}^t = 0.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots non vérifiée$

$$\rho = 0.84 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A^t_{\text{calculée}} = 0.52\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon x et y on ferraille avec A^{\min}

Calcul à l'ELS : ($\nu = 0,2$)

$$P = 23.08\text{KN/m}^2$$

$$M^x = 3.46\text{KN.m}$$

$$M^y = 2.65\text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M = 3.46\text{KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2,51\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 3844,81\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.26\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0.093 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{3.5}{20 \times 3.46} \right] = 0.050 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage:

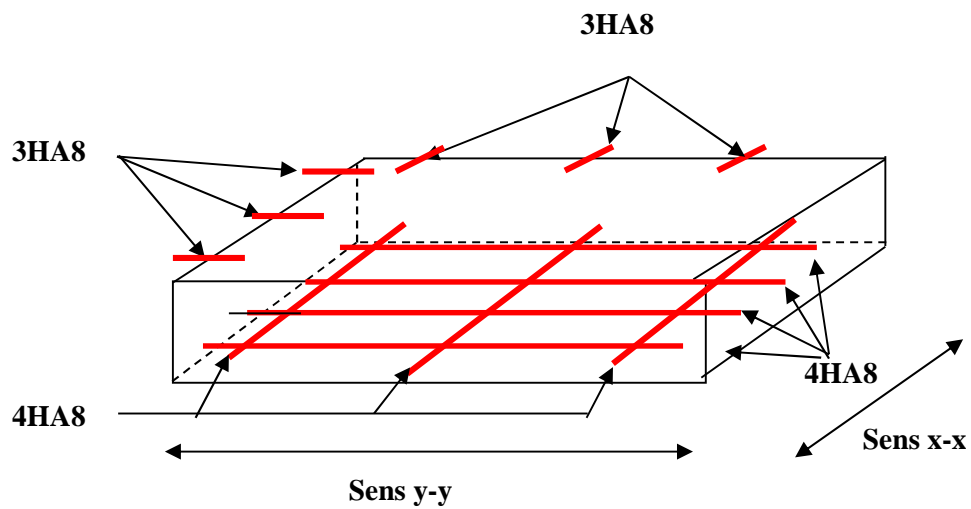


Fig. III.13.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

III.4. les Escaliers :

III.4.1.Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

➤ **Escalier à deux volées:**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier a deux volées (le plus défavorable) :**

$$\begin{cases} G=9.72 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier (le plus défavorable):**

$$\begin{cases} G=6.845 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

1. Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.87 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.22 \text{ KN} / m$$

Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.99 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 9.34 \text{ KN} / m$$

Tableau III. 37.Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
34.58	0.108	0.144	0.141	7.03	1.81	7HA12=7.92	14
En appui							
16.10	0.05	0.065	0.146	3.17	1.81	3HA12=3.39	33

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

$T = 32.88KN$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 1.16MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.195} = 0.16MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• **Armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 14cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 33cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$q_v = G_v + Q_v = 12.22KN/ml.$

$q_p = G_p + Q_p = 9.34 KN/ml.$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 38.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée						
30.72	24.99	0.04	12352.7	8.63	15	vérifiée
En appui						
30.72	11.69	0.03	10330.8	4.39	15	vérifiée

- Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.036 < 0.0625 \dots \dots \dots (\text{Non vérifiée}) \text{ (BAEL91 ;L,VI,2)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.39.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.6	7.92	17	20.49	26.11	16040	245853
Y (m)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
0.048	116777	103385	90819	164266	0.207	0.92

- Schéma de ferrailage :

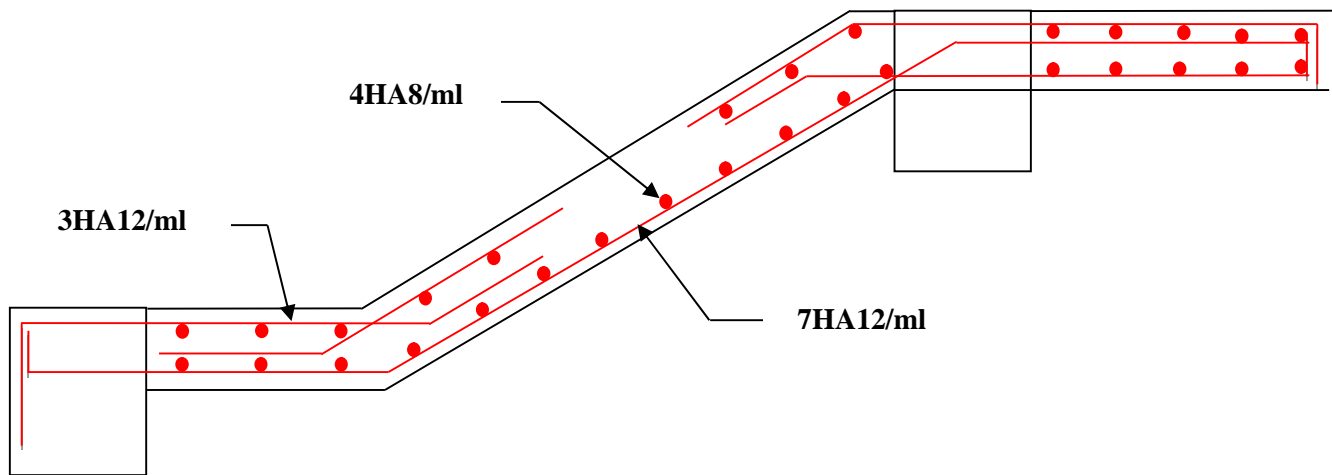


Fig. III.14.Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.

➤ Escalier à deux volées (urbain):

- La charge permanente sur la volée d'escalier a deux volées (le plus défavorable) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.36 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier (le plus défavorable) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.47 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

2. Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.38KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 11.86KN / m$$

Pour le palier :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.48KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 8.97KN / m$$

Tableau III.40. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
41.4	0.12	0.17	0.14	8.53	1.81	8HA12=9.05	12.5
En appui							
27.6	0.086	0.11	0.14	5.54	1.81	5HA12=5.65	20

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

$$T = 38.71KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 1.16MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{38.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26cm^2 / ml \quad \text{on choisie : } 3T10 = 2.36cm^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2 / ml \quad \text{on choisie : } 4T8 = 2.01cm^2/ml$$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 12.5\text{cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 20\text{cm}$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 11.86 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 8.97 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.41.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée						
39.89	33.91	0.05	17724	9.88	15	vérifiée
En appui						
39.89	15.95	0.04	12353	5.51	15	Vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.031 < 0.0625 \dots\dots\dots(\text{Non vérifiée}) \text{ (BAEL91 ;L,VI,2)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.42.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
5.35	9.05	21.56	26.30	33.91	17724	246569
Y (m)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
0.05	108861	98690	89069	159610	0.365	0.535

- Schéma de ferrailage :

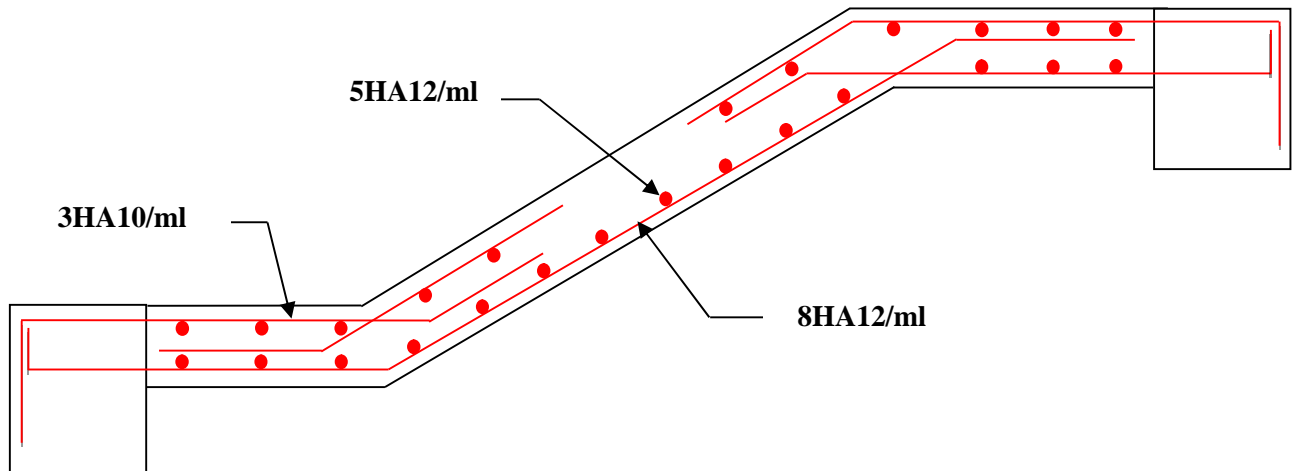


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées (urbain).

- Etude de la poutre palière (Type1) :

a) Dimensionnement :

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

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

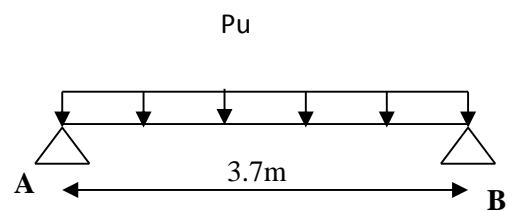


Figure III.16. : Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$24.66\text{cm} < h < 37\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm}$$

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

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \cdot 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A (**Figure III-17**)

$$\text{ELU} : R_A = 62.18 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A = 45.01 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_A$$

$$P_u = 65.71 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 112.45 \text{ KN / m}$$

$$M^t = 0.75 M_0 = 84.35 \text{ KN / m}$$

$$M^a = -0.3 M_0 = -56.23 \text{ KN / m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 121.56 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III.43 : Calcul d'armature

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	84.35	0.182	0.253	0.29	8.17
En appuis	56.23	0.121	0.162	0.30	5.23

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 5.25\text{cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

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

C'est le moment d'appui (**Figure III-17**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 31.09\text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.55\text{cm}^2$$

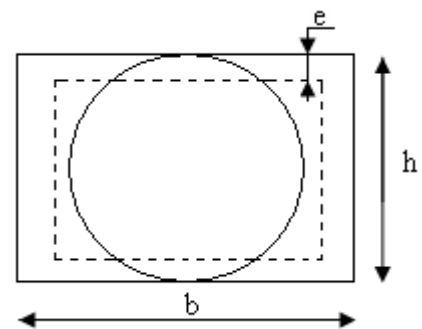


Figure III.17. Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

•En travée

$$A^t = 8.17 + \frac{6.55}{2} = 11.44\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}16=12.06\text{cm}^2$$

•En appui :

$$A^t = 5.25 + \frac{6.55}{2} = 8.52\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}16+3\text{HA}12 = 9.42 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 121.56 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{121.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{31.09 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 4.14 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 4.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.325 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée

On augmente la section de la poutre, d'où elle devient **(35 *35)** et la section de ferrailage optée reste la même.

Ferrailage :

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ zone courante

$S_t = 8.5 \text{ cm}$ zone nodale

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (1.22 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

– **Torsion :**

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

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.89 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.57 + 0.89 = 2.46 \text{ cm}^2$ soit $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

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

Sur appuis ($M_a = 32.90 \text{ KN.m}$) ; $y = 12.77 \text{ cm}$; $I = 82123 \text{ cm}^4$

Application numérique $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{32.90 \times 10^{-3}}{82123 \times 10^{-8}} \times 12.77 \times 10^{-2} = 5.12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.12 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

En travée ($M^t = 69.92 \text{ KN.m}$)

$\sigma_{bc} = 10.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

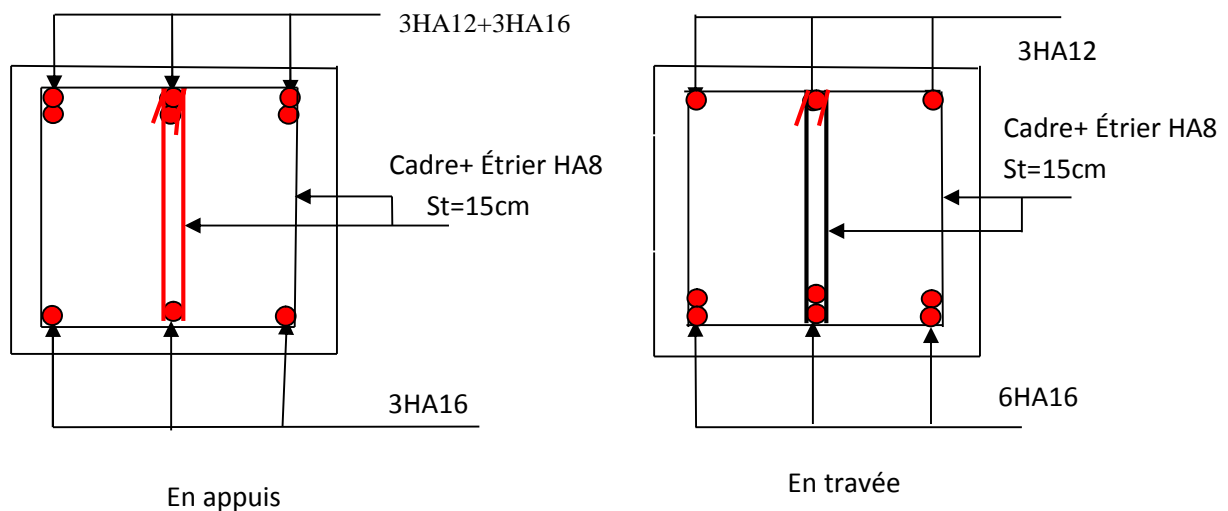


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière

➤ Etude de la poutre palière (Type 2) :

a) Dimensionnement :

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

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

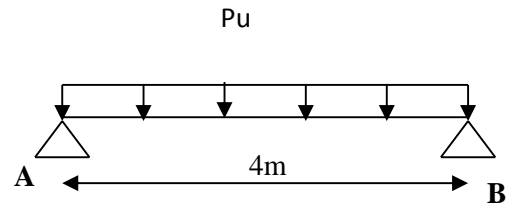


Figure III.19. : Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$26.66\text{cm} < h < 40\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm}$$

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

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \cdot 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A (Figure III-21)

$$\text{ELU} : R_A = 38.71\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_A = 27.92\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + G_m + R_A$$

$$P_u = 53.52\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 107.04 \text{ KN} / m$$

$$M^t = 0.85M_0 = 90.98 \text{ KN} / m$$

$$M^a = -0.3M_0 = -32.11 \text{ KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 107.04 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III.44 : Calcul d'armature

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	90.98	0.196	0.276	0.29	8.91
En appuis	32.11	0.069	0.09	0.31	2.90

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 5.25 \text{ cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

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

C'est le moment d'appui (**Figure III-20**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 19.35 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

– U : périmètre de la section

- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.08 \text{ cm}^2$$

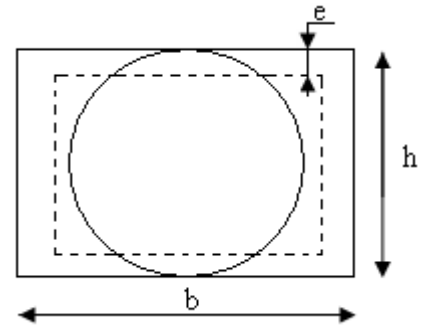


Figure III.20. Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

•En travée

$$A^t = 4.08 + \frac{8.91}{2} = 8.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

•En appui :

$$A^t = 4.08 + \frac{5.25}{2} = 6.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 107.04 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{107.04 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.35 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 2.58 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.80\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,133f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3.325\text{Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Ferraillage :

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t=15\text{cm}$ zone courante

$S_t= 8.5\text{cm}$ zone nodale

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (1.08 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.63\text{cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.56\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.56 = 1.91\text{cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

Sur appuis ($M_a=32.11\text{KN.m}$) ; $y = 11.88\text{cm}$; $I = 61528 \text{ cm}^4$

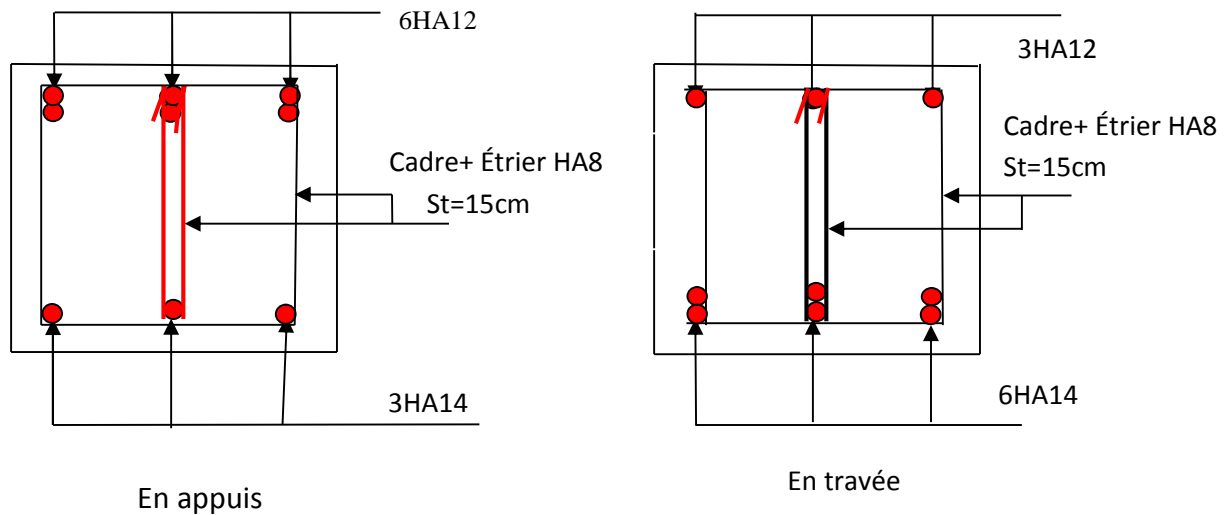
$$\text{Application numérique} \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{32.11 \times 10^{-3}}{61528 \times 10^{-8}} \times 11.88 \times 10^{-2} = 6.01\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.01 < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$ Condition vérifié

En travée ($M^t = 66.12 \text{KN.m}$)

$$\sigma_{bc} = 10.06 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

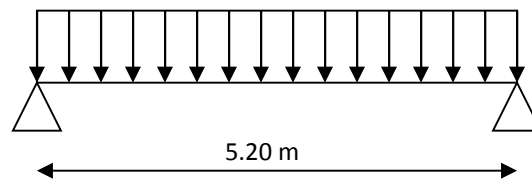


FigIII.21. : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III. 5 Etude de la poutre de chaînage :

▪ Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.



• Dimensionnement :

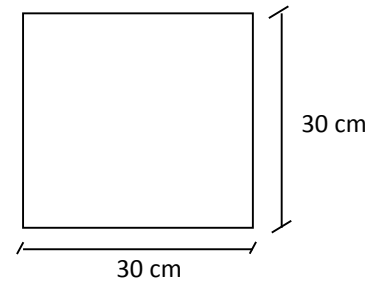
- ✓ La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;
- ✓ La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- ✓ La longueur est égale à 3.70m.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{370}{16} \leq h_t \leq \frac{370}{10}$$

$$\Rightarrow 23.12 \leq h_t \leq 37$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



• **Calcul des sollicitations :**

- poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN / m}$$

- poids d'acrotère :

$$\text{On a : } G = 2.82 \text{ KN / m (Double murette)}$$

On aura donc :

$$Q_u = 1.35(2.25 + 2.82 + (25 * 0.14 * 3.8/3)) + 1.5(1 * 3.8/3) = 14.73 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = (2.25 + 2.82 + (25 * 0.14 * 3.8/3)) + (1 * 3.8/3) = 10.77 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_t = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{14.73 * 3.80^2}{8} = 26.58 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{26.58 * 10^{-3}}{0.3 * (0.28)^2 * 14.2} = 0.079$$

$$\mu_{bu} = 0.079 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.079}}{0.8} = 0.103$$

$$Z = 0.28(1 - 0.4 * 0.103) = 0.26 \text{ m}$$

$$A = \frac{26.58 * 10^{-3}}{0.26 * 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12=3.39 cm²**

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art B. 7. 4 CBA page 143})$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.3 * 0.28 \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.01 \text{cm}^2 < A = 2.87 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A. 5. 1. 1 CBA page 37)

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{14.73 * 3.80}{2} = 27.98 \text{KN.}$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{27.98 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.33 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.33 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :** (art A. 5. 1. 1 CBA page 37)

$$\varphi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \dots \dots (\text{Art (III) BAEL91, page 37})$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq (8.57; 30; 12) \text{ soit } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$A_t = 3\varphi_t = 1.51 \text{cm.}$$

✓ **Les espacements :**

$$> S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_t < 0 \quad (\text{Car : } \tau_U = 0.33 \text{MPa})$$

$$> S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 50.33 \text{cm.}$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{cm.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :** (art A. 4. 5. 2 CBA page 51)

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{10.70 * 3.80^2}{8} = 19.43 \text{KN.m}$$

- La position de l'axe neutre de la section du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \Rightarrow y = 8.19 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = \frac{19.43 * 10^{-3} * 8.19 * 10^{-2}}{25448.9 * 10^{-8}} = 6.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.079 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{n'est pas Vérifié.}$$

Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

✓ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 8.19 \text{ cm}$$

$$I = 25448.9 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

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

$$I_0 = 76100 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.39}{30 \times 28} = 0.004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = 5.20$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.08$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

Inerties fictives (I_f)

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

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

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 1.46 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 3.29 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 3.94 \text{ KN / m}$$

$$M_{gi} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.29 * 3.80^2}{8} = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.94 * 3.80^2}{8} = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ji} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.46 * 3.80^2}{8} = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.1 \text{ cm}$$

La flèche admissible est définie pour portée supérieur ou égale à 3.80 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.1 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ Schéma de ferrailage :

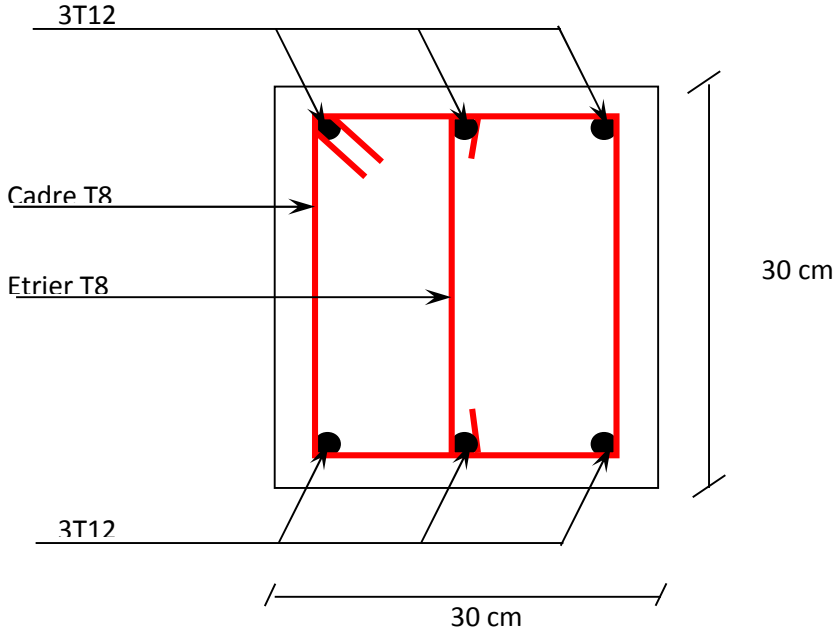


Fig.III. 22 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. L'acrotère :

III.6.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.6.2.1.Charge verticale :

Tableau III.45.Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.36	2.82	1.00

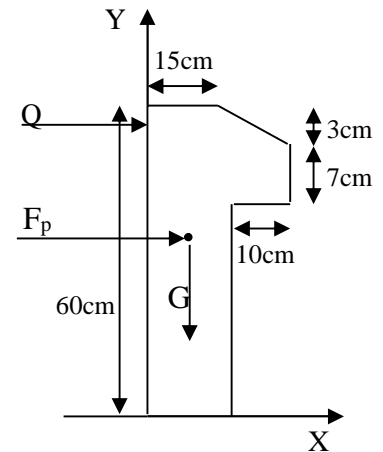


Fig. III.23.Coupe transversale de l'acrotère.

III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.82 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.82 \Rightarrow F_p = 1.3536 \text{ KN}$$

III.6.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.82KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.3536 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3844KN.m \end{cases}$$

Tableau III.46.Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA99	ELU	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.82	3.8	2.82
M (KN.m)	0,98	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.98}{2.82} = 0.3457m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.347 + 0.02 + 0.00576 = 0.495m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

Nu = 3.8 KN.

Mu = Nu × e = 3.8 × 0.495 = 1.881 KN.m

III.6.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

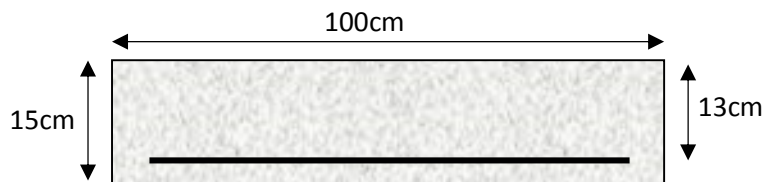


Fig. III.24.Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.881 + 3.8 \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) = 2.09 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0087) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.011; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.09 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.46 \times 10^{-4} - \frac{3.8 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.3536 + 1 = 2.3536 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.3536 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0294 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0294 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15$ cm. On adopte $S_t = 15$ cm.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.3536 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.200 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12$ m ; $N_{ser} = 2.82$ KN ; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6$ KN.m; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.82) + (0.13 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.267 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.13 - 0.267 \Rightarrow c = -0.137$ m.

$$c = -0.137 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.137)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.13 + 0.137}{1} \Rightarrow P = -0.0514 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.137)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13 + 0.137)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00643 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.273 \Rightarrow y_{ser} = 0.136 m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0366 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.82 \times 10^{-3}}{0.0366} \times 0.136 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.01047 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

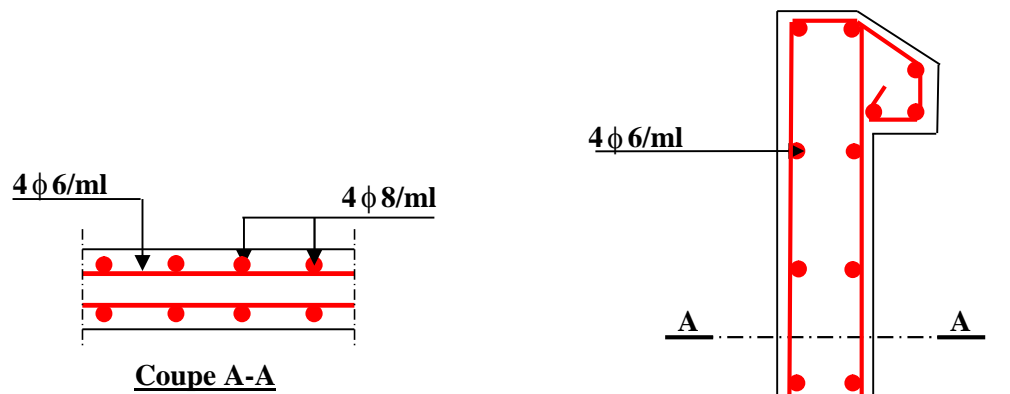


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante: **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq :

“ Critère q ”	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

- **W**: poids total de la structure :

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

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).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 38857.776 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

RPA 99 (Tableau 4-7) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.70s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{RPA99 (Tableau 4-2)}$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 35.26m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (35.26)^{3/4} = 0.723 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T=0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.60\text{m}, \quad L_y = 16.55\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.61\text{s} \\ T_y = 0.78\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.61\text{s}.$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.72\text{s}.$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.7}{0.61} \right)^{2/3} = 2.21 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.7}{0.72} \right)^{2/3} = 1.98 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est : **Art (4.2.4)**

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.61 = 0.79\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.72 = 0.94\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.21 \times 1.15}{5} \times 35968.311 = 2742.403\text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.98 \times 1.15}{5} \times 35968.311 = 2456.995\text{KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion et de torsion. Les méthodes de calcul très perfectionné et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques récents (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en plan et en élévation).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation par :

Modélisation par diaphragme, (modélisation par un corps rigide.)

Dans ce cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes de contreventement mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .La disposition retenue est la suivante :

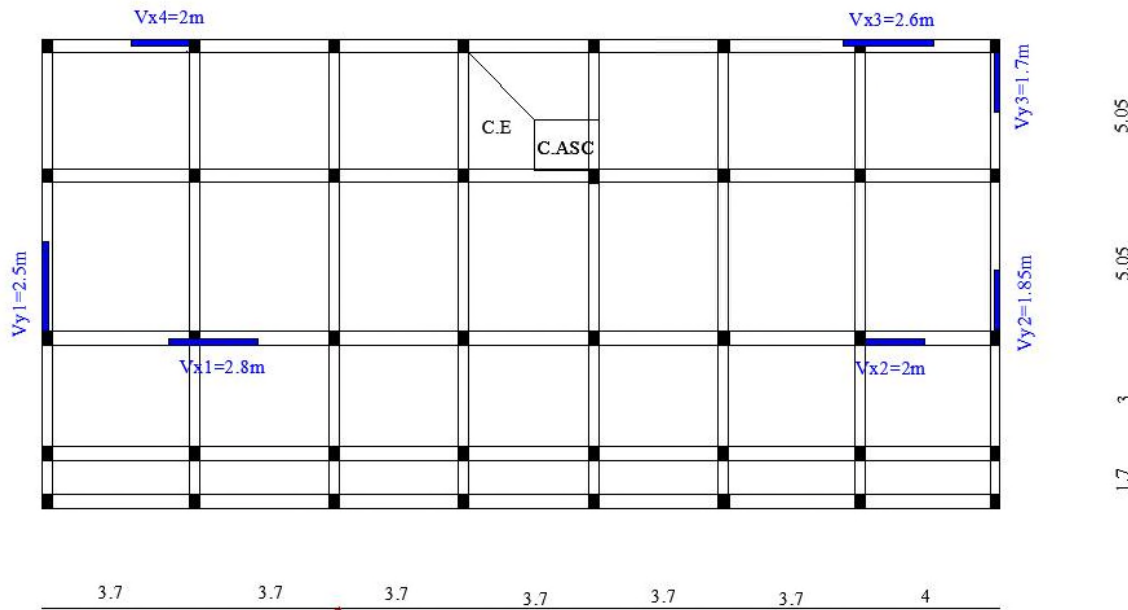


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,94926	0,00011	0,69924	0,00011	0,69924
Mode 2	0,795855	0,699	0,00007035	0,69911	0,69931
Mode 3	0,740781	0,00197	0,00001636	0,70108	0,69933
Mode 4	0,319867	2,394E-11	0,13053	0,70108	0,82986
Mode 5	0,255536	0,14199	0,00000393	0,84307	0,82986
Mode 6	0,236171	0,00131	0,00006109	0,84438	0,82993
Mode 7	0,171307	1,801E-07	0,05687	0,84438	0,8868

Mode 8	0,129253	0,05337	0,000009805	0,89774	0,88681
Mode 9	0,12057	0,00255	0,00177	0,90029	0,88858
Mode 10	0,111468	0,00003514	0,03117	0,90033	0,91975
Mode 11	0,106263	9,099E-07	0,00114	0,90033	0,92089
Mode 12	0,092286	0,00519	0,00003109	0,90552	0,92092

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées. (La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse total de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure).

Les modes de vibration après vérifications sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

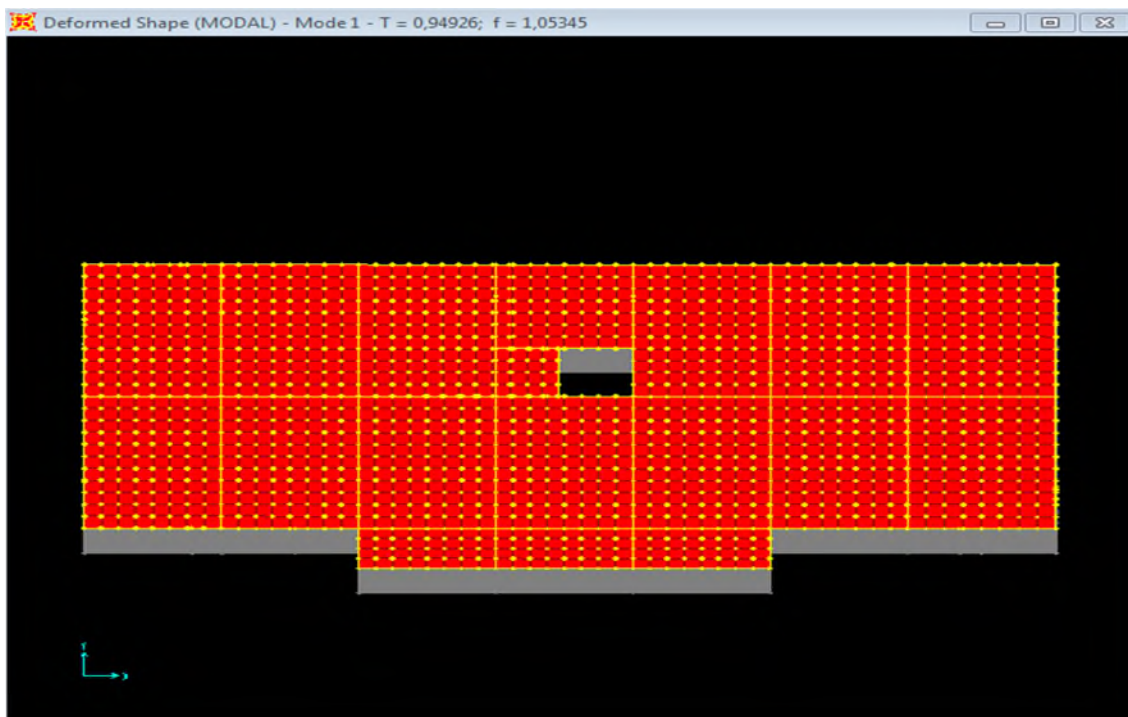


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant Y)

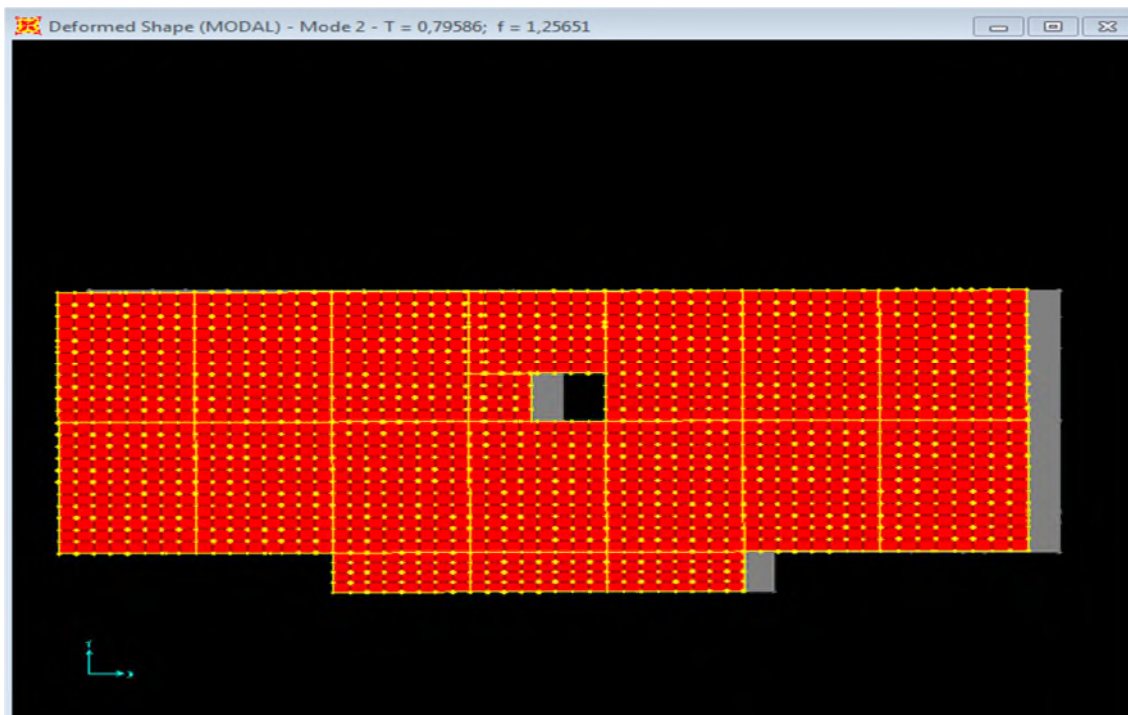


Fig. IV.3. 2^{ème} mode (translation suivant X)

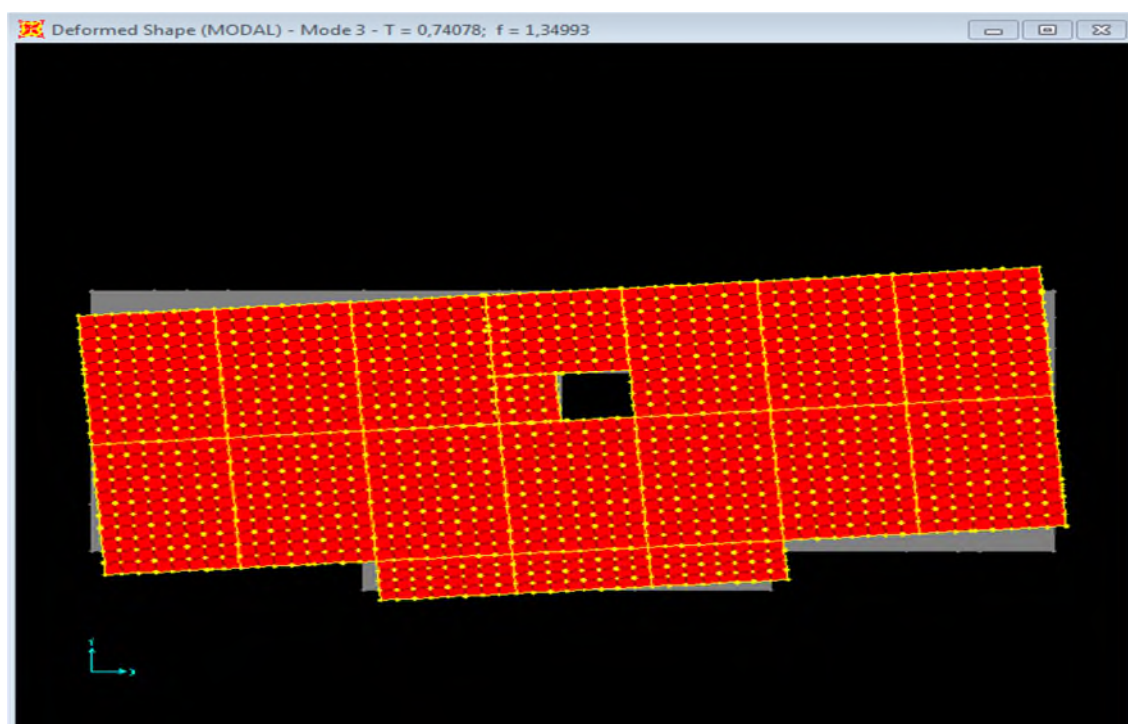


Fig. IV.4. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

IV.5 .2 Section des poteaux adoptées:

Les sections des poteaux choisis dans le chapitre 2 ne satisfait pas les exigences du **RPA** vis-à-vis du système de comportement mixtes de la structure.

Alors on a augmenté les sections qui sont résumées dans le tableau suivant :

Poteaux	Sections
Sous-sol	65*60
Entre sol	65*60
Etage 1	65*55
Etage 2	65*50
Etage 3	60*50
Etage 4	55*45
Etage 5	50*40
Etage 6	45*35
Etage 7	40*30
Etage 8	35*30
Etage 9	35*30

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales sous la combinaison **ELU** .

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE>80%	VOILE<20%
RDC	35968,311	7402,721	82,93165	17,06835337
NIV 01	31998,349	6813,145	82,44555	17,55445178
NIV 02	27786,906	6333,072	81,43882	18,5611843
NIV 03	23703,482	4024,359	85,48622	14,51378418
NIV 04	19590,509	3637,168	84,34123	15,65876777
NIV 05	15711,407	1727,93	90,09177	9,908232176
NIV 06	12037,931	2633,52	82,05004	17,94996282

NIV 07	8584,234	1136,465	88,30881	11,69118599
NIV 08	5304,894	1293,27	80,39955	19,60045249
NIV 09	2180,361	525,204	80,58801	19,41198973

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X>25%	Y>25%	X<75%	Y<75%
RDC	978,237	980,942	1703,253	981,758	36,481098	49,97921	63,5189018	50,02079
NIV 01	1182,943	1266,648	1650,577	1225,87	41,748179	50,81801	58,25182106	49,18199
NIV 02	1318,327	1351,152	1382,941	994,312	48,804006	57,60702	51,19599388	42,39298
NIV 03	1386,528	1399,488	661,859	775,66	67,688772	64,3399	32,3112283	35,6601
NIV 04	1128,209	1401,316	679,333	559,208	62,416752	71,47661	37,58324841	28,52339
NIV 05	1001,228	1221,661	575,062	20,858	63,518007	98,32131	36,48199253	1,678687
NIV 06	776,469	1031,214	554,847	413,395	58,323418	71,38361	41,67658167	28,61639
NIV 07	510,882	760,648	457,17	28,631	52,774231	96,37251	47,22576886	3,627488
NIV 08	429,793	525,813	315,732	240,443	57,64971	68,62106	42,35029006	31,37894
NIV 09	302,894	392,314	105,974	93,538	74,081122	80,74764	25,91887846	19,25236

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux efforts sismique. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal de compression avec les combinaisons accidentelles de RPA

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison ELU.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	65*60	3900	2880,828	0.295	Vérifiée
Etage 1	65*55	3575	2785,707	0.3	Vérifiée
Etage 2	65*50	3250	2452,299	0.3	Vérifiée
Etage 3	60*50	3000	2122,89	0.283	Vérifiée
Etage 4	55*45	2475	1798,293	0.290	Vérifiée
Etage 5	50*40	2000	1479,564	0.295	Vérifiée
Etage 6	45*35	1575	1166,629	0.296	Vérifiée
Etage 7	40*30	1200	856,72	0.285	Vérifiée
Etage 8	35*30	1050	551,296	0.210	Vérifiée
Etage 9	35*30	1050	242,158	0.092	Vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, 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 sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2972,153	2193.922	1.355	vérifiée
Sens y-y	2664,614	1965.596	1.355	vérifiée

Analyse des résultats : On voit bien que $V_{dyn}/V_{st} > 0.8$. Les paramètres de la réponse calculée ne seront pas majeures.

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7.Justification vis-à-vis des déformations :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	h_K (m)	Δ_K/h_K (%)	δe_K (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0,0009	0,0045	0	0,0045	3,06	0,00147059	0,0012	0,006	0	0,006	0,00196078
NIV 01	0,0029	0,0145	0,0045	0,01	3,06	0,00326797	0,0038	0,019	0,006	0,013	0,00424837
NIV 02	0,0056	0,028	0,0145	0,0135	3,06	0,00441176	0,0072	0,036	0,019	0,017	0,00555556
NIV 03	0,0085	0,0425	0,028	0,0145	3,06	0,00473856	0,011	0,055	0,036	0,019	0,00620915
NIV 04	0,0116	0,058	0,0425	0,0155	3,06	0,00506536	0,0149	0,0745	0,055	0,0195	0,00637255
NIV 05	0,0147	0,0735	0,058	0,0155	3,06	0,00506536	0,0188	0,094	0,0745	0,0195	0,00637255
NIV 06	0,0177	0,0885	0,0735	0,015	3,06	0,00490196	0,0226	0,113	0,094	0,019	0,00620915
NIV 07	0,0204	0,102	0,0885	0,0135	3,06	0,00441176	0,0262	0,131	0,113	0,018	0,00588235
NIV 08	0,0229	0,1145	0,102	0,0125	3,06	0,00408497	0,0292	0,146	0,131	0,015	0,00490196
NIV 09	0,025	0,125	0,1145	0,0105	3,06	0,00343137	0,0318	0,159	0,146	0,013	0,00424837

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3,06	35968,311	0,0045	2681,49	0,0189993	0,006	1962,7	0,03460976
NIV 01	3,06	30418,654	0,01	2833,52	0,03508264	0,013	2492,518	0,051847
NIV 02	3,06	24678,354	0,0135	2701,268	0,04030518	0,017	2345,464	0,05845409
NIV 03	3,06	20652,278	0,0145	2048,387	0,0477752	0,019	2175,148	0,05895373
NIV 04	3,06	15446,726	0,0155	1807,542	0,04328708	0,0195	1960,524	0,05020853
NIV 05	3,06	13033,75	0,0155	1576,29	0,04188356	0,0195	1242,519	0,06684663
NIV 06	3,06	8615,166	0,015	1331,316	0,0317214	0,019	1444,609	0,0370293
NIV 07	3,06	5911,377	0,0135	968,052	0,02694029	0,018	789,279	0,04405642
NIV 08	3,06	2488,446	0,0125	745,525	0,01363498	0,015	766,256	0,01591931
NIV 09	3,06	0	0,0105	408,868	0	0,013	485,852	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

V.1.2.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

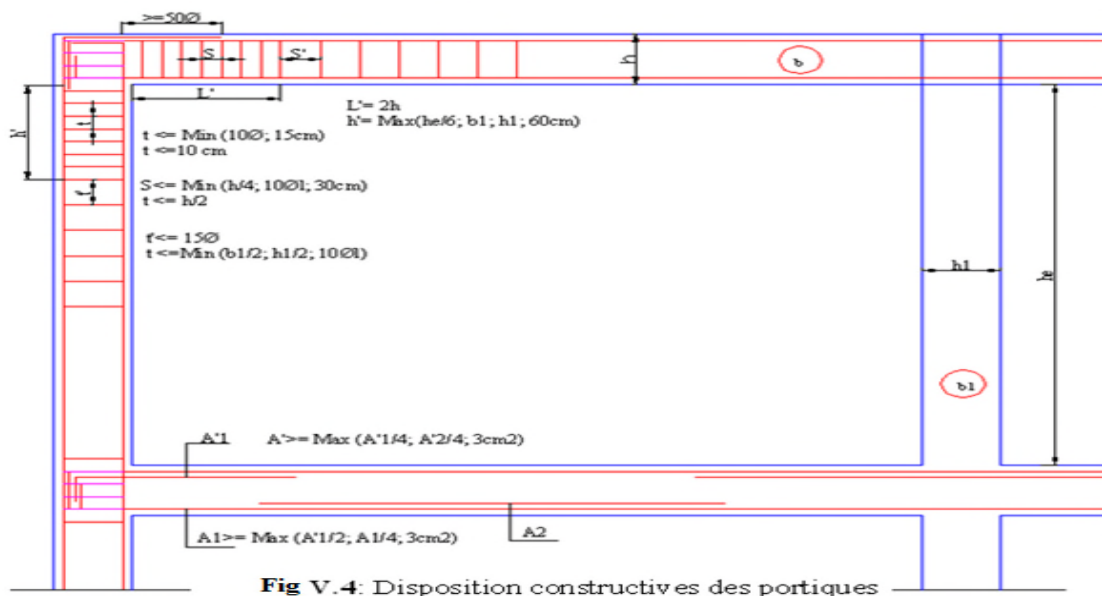


Fig. V.1 : Disposition constructive des portiques.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 64 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = 96.32 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.20} = 0.104$$

$$\mu_{bu} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.137$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 35.90 \text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{64 \times 10^{-3}}{0.3590 \times 348} = 5.12 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96.32 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.214$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 34.74 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{96.32 \times 10^{-3}}{0.3474 \times 348} = 7.96 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires sous (G+Q ± E ; 0.8G ± E ; ELU) .

Niveau	Type de poutre	section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC, Etage 1	Poutre principale	30 × 40	Appuis	103.986	260.73	8,67	6	9.24	6T14
			Travée	128.253		11		11.12	4T16+2 T14
Etage 2	Poutre principale	30 × 40	Appuis	96.32	133.05	7.96	6	8.42	4T14+2 T12
			Travée	64		5.12		6.78	6T12
Etage 3,4, 5, 6, 7	Poutre principale	30 × 40	Appuis	169.53	151.07	15.37	6	15.45	3T20+3 T16
			Travée	181.6		16.46		16.58	4T20+2 T16
Etage 8,9	Poutre principale	30 × 40	Appuis	88.3416	103.81	7.24	6	8.42	4T14+2 T12
			Travée	87.8051		7.20		8.42	4T14+2 T12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30 × 40	Appuis	97.8039	154.40	8.1	6	8.01	3T14+3 T12
			Travée	98.0572		8.13		8.42	4T14+2 T12
Tout les étages	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	18.33	212.89	1.62	5.25	6.47	3T12+3 T14
			Travée	17.96		1.54		6.47	3T12+3 T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.1.7. Les armatures transversales :**a).Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,14\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b).Calcul des espacements des armatures transversales :**1. $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$:**

avec:

$$1).S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$$

$$2).S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_c}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm}$$

$$3).S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_c \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 45.88\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :**a).Condition de non fragilité :****BAEL91(Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 1.37\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,325\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	260.713	2.34	3.325	Vérifiée
Secondaires	212.89	2.15	3.325	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

$\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principales	15.45	151.07	169.53	4.34	-9.90	Vérifiée
Secondaires	6.47	212.89	18.33	6.12	-2.65	Vérifiée

V.9.Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	39.43	15.45	274871	24.82	3.56	15	vérifiée
	Travées	21.88	16.58	227063	22. 24	2.14	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	24.56	6.47	191283	22.33	1.52	15	vérifiée
	Travées	13.04	6.47	159635	20.11	3.09	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

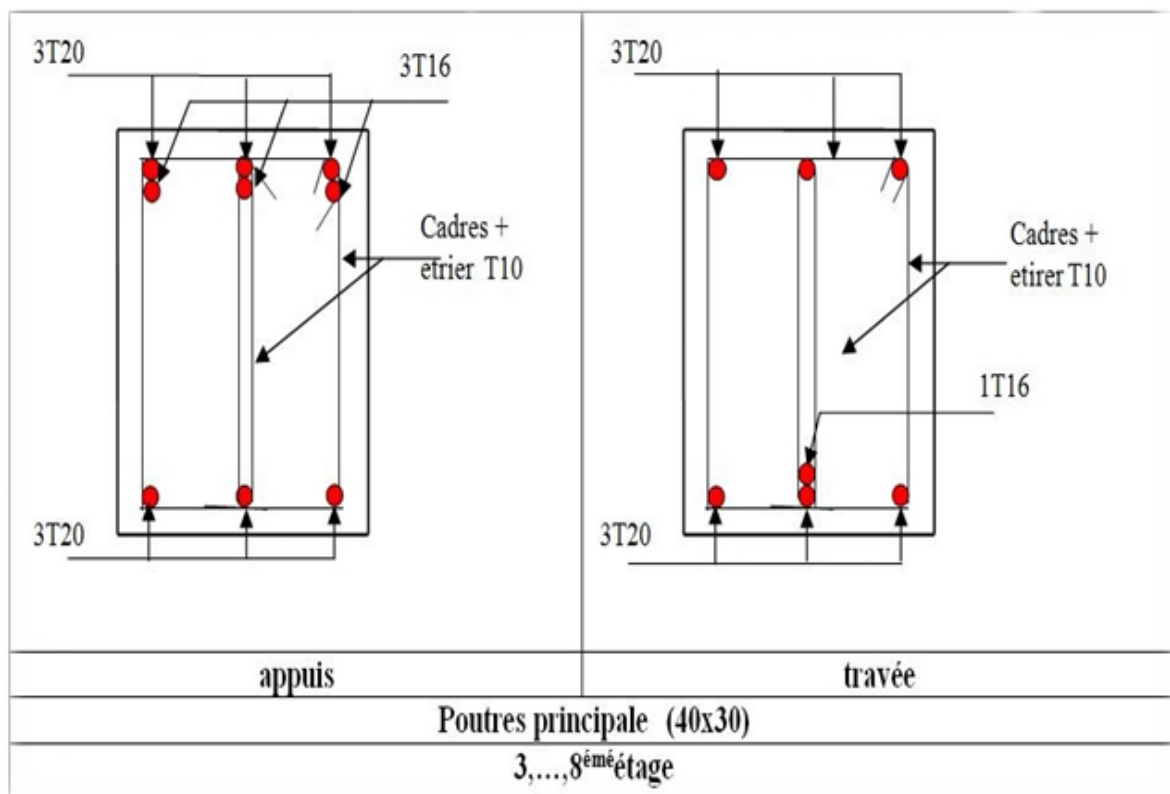
	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	505	16.58	0.079	0.028	0.008	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4	6.47	0.0875	0.062	0.001	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

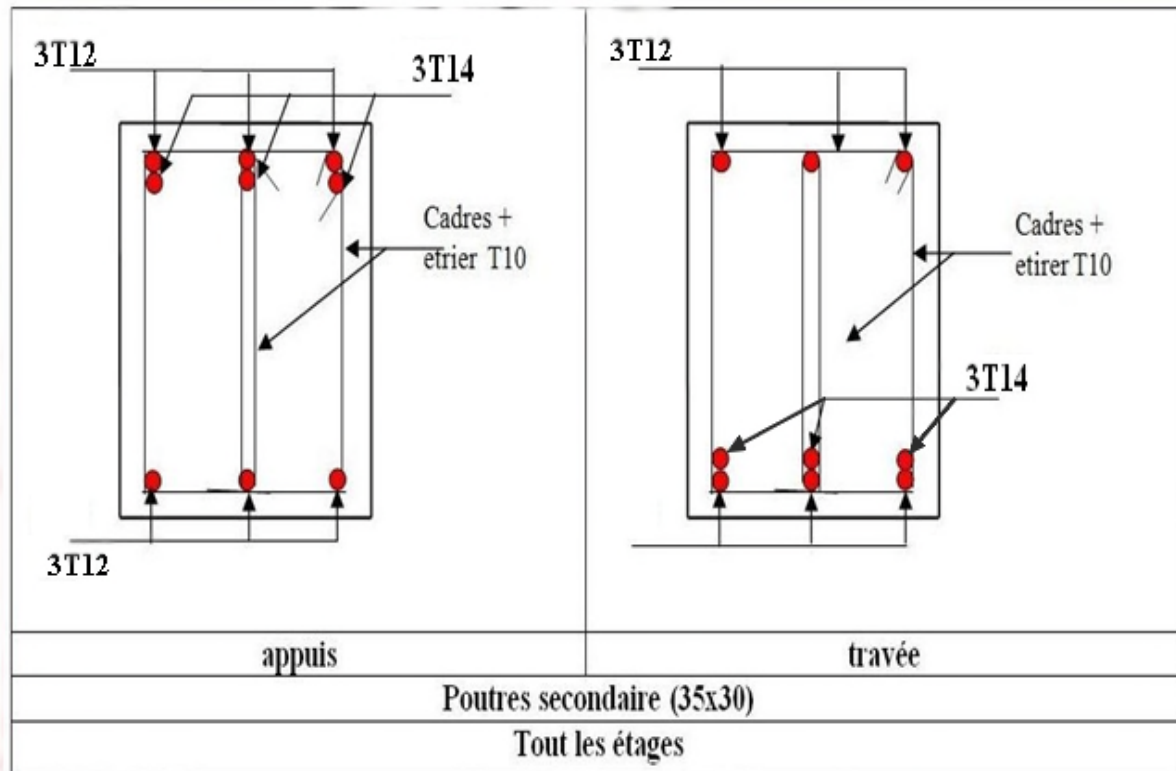
Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principale et secondaire.





V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) 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' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. 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
Sous-sol, RDC	65*60	31.2	156	234
Etage 1	65*55	28.6	143	214.5
Etage 2	65*50	26	130	195
Etage 3	60*50	24	120	180
Etage 4	55*45	19.8	99	148.5
Etage 5	50*40	16	80	120
Etage 6	45*35	12.16	63	94.5

Etage 7	40*30	9.6	48	72
Etage 8	35*30	8.4	42	63
Etage 9	35*30	8.4	42	63

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.8.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Sous-sol , RDC	-2944.079	16.5605	-59.67	50.0978	158.0916	-285.896
Etage 1	-2810.452	4.0137	-6.802	44.3887	-151.6838	-1555.143
Etage 2	-2457.738	-17.2927	-4.799	131.1727	154.9483	-667.733
Etage 3	-2122.89	15 .5699	-27.905	137.4603	-158.8632	-1101.986
Etage 4	-1798.293	16.0751	-9.424	51.1075	-170.9381	-492.917
Etage 5	-1479.564	14.9689	-7.213	19.1677	154.9735	-244.641
Etage 6	-1166.629	13.932	-11.442	37.8659	-123.2934	-313.951
Etage 7	-856.72	12.0621	-5.931	2.1899	93.2309	-205.688
Etage 8	-551.296	11.1211	-5.358	17.7448	-60.4664	-197.382
Etage 9	-314.526	-12.2449	-3.187	13.9667	-57.947	-48.846

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{max} = 2944.079 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 16.5605 \text{ KN.m}$$

$$- M_{max} = 158.0916 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 285.896 \text{ KN}$$

$$- N_{min} = -59.67 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 50.0978 \text{ KN.m}$$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.63 \text{ m}; d' = 0.02 \text{ m}.$$

$$N = 2944.079 \text{ KN (de compression)} \dots \dots \text{ (ELU)}$$

$$M = 16.5605 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0056 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 16.5605 + 2944.079 \times (0.63 - 0.65/2) = 914.504 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.02) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 1.123 > [2944.079 \times (0.063 - 0.02) - 914.504] \times 10^{-3} = -0.7879$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est entièrement comprimée.

$$N_u \times (d - d') - M_{UA} < (0,5h - d') b h f_{bu} \Rightarrow 1.123 < 1.689 \Rightarrow A=0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi b h f'_{bu}}{f_s}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{ua}}{b h^2 f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}}$$

$$f'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_l$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + (1,719 - 4,010 \frac{d'}{h}) \sqrt{1 - \psi} \right]$$

$$A' = \frac{2,944079 - 0,728 * 0,6 * 0,65 * 14,2}{348} = -31,25 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{2944,79(0,63 - 0,02) - 914,504}{0,6 * 0,65^2 * 14,2} \right) * 10^{-3}}{0,857 - \frac{0,02}{0,65}} = 0,728$$

$$f'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s = 0,00366 \geq \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3} \rightarrow f'_s = 348$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + (1,719 - 4,010 \frac{0,02}{0,65}) \sqrt{1 - 0,728} \right] = 0,00366$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 158.0916 \text{ KN.m, } N = -285.896 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.55\text{m} > (h/2) = 0.325\text{m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$e_G = 0.55\text{m} > (h/2) = 0.325\text{m.}$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 158.0916 - 285.896 \times (0.63 - 0.65/2) = 70.89 \text{ KN.m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 70.89 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.026 \rightarrow z = 0.623 \rightarrow A_l = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.48 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -59.67 \text{ KN} \rightarrow M = 50.0978 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.839 \text{ m} > (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$e_G = 0.839 \text{ m} > (h/2) = 0.325 \text{ m.}$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 50.9078 - 59.67 \times (0.63 - 0.65/2) = 32.70 \text{ KN.m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 32.70 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0096 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.0121 \rightarrow z = 0.626 \text{ m} \rightarrow A_l = 1.498 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.212 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9. Ferrailage des poteaux :

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A_{sup}	A_{inf}	A_{RPA}	A_{adop}	Barres
Sous sol, RDC	65*60	2944,079	16,5605	0	0	31,2	32,16	16T16
		59,67	50,0978	0	1,433			
		285,896	158,0916	0	3,26			
Etage 1	65*55	2810,452	4,0137	0	0	28,6	28,64	12T16+4T12
		6,802	44,3887	0	1,94			
		1555,143	-151,6838	0	0			
Etage 2	65*50	2457,738	-17,2927	0	0	26	26,88	10T16+6T12
		4,799	131,1727	0	6,064			
		667,733	154,9483	0	0			
Etage 3	60*50	2122,89	15,5699	0	0	24	25,12	8T16+8T12
		27,905	137,4603	0	6,632			
		1101,986	-158,8632	0	0			
Etage 4	55*45	1798,293	16,0751	0	0		22,86	

		9,424	51,1075	0	2,676	19,8		8T16+6T12
		492,917	-170,9381	0	0			
Etage 5	50*40	1479,564	14,9689	0	0	16	16,02	6T14+6T12
		7,213	19,1677	0	1,05			
		244,641	154,9735	0	6,851			
Etage 6	45*35	1166,629	13,932	0	0	12,6	12,94	4T14+6T12
		11,442	37,8659	0	2,421			
		313,951	-123,2934	0	0			
Etage 7	40*30	856,72	12,0621	0	0	9,6	10,68	4T14+4T12
		5,931	2,1899	0	0,076			
		205,688	93,2309	0	5,293			
Etage 8	35*30	551,296	11,1211	0	0	8,4	9,04	8T12
		5,358	17,7448	0	1,498			
		197,382	-60,4664	0	0			
Etage 9	35*30	314,526	-12,2449	0	0	8,4	9,04	8T12
		3,187	13,9667	0	1,188			
		48,846	-57,947	0	0			

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents

poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	(t) zone nodale	(t) zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
65*60	1.6	122,994	64	10	15	2.66	4.65	4.71	6HA10
65*55	1.6	92,581	64	10	15	2	4.53	4.71	6HA10
65*50	1.6	107,622	64	10	15	2.32	4.12	4.71	6HA10
60*50	1.6	110,849	64	10	15	2.59	4.12	4.71	6HA10
55*45	1.6	108,614	64	10	15	2.57	3.71	4.15	4HA10+2HA8
50*40	1.4	95,203	56	10	15	2.67	3.3	3.58	2HA10+4HA8
45*35	1.4	78,078	56	10	15	2.45	2.77	2.80	1HA10+4HA8
40*30	1.4	57,277	56	10	15	1.34	1.35	2.01	4HA8
35*30	1.2	38,788	48	10	15	1.03	1.35	2.01	4HA8

V.2.6 .Vérifications :**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99(Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis

à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élançement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / d \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2944.079 \text{ KN}$$

$$l_f = 186.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 10.75 < 50 \rightarrow \alpha = 0.695$$

$$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3654 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.695 \times \left[\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{32.16 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 5.48 \text{ MN.}$$

$N_d = 2.944079 \text{ MN} < 5.48 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous sol . RDC	65*60	2.66	186.2	10.75	0.695	32.16	0.3654	5.48	2.944	vérifiée
Etage 1	65*55	2.66	186.2	11.73	0.693	28.64	0.3339	4.975	2.810	vérifiée
Etage 2	65*50	2.66	186.2	12.90	0.690	26.88	0.3024	4.509	2.457	vérifiée
Etage 3	60*50	2.66	186.2	12.90	0.690	25.12	0.2784	4.16	2.122	vérifiée
Etage 4	55*45	2.66	186.2	14.33	0.685	22.86	0.2279	3.435	1.798	vérifiée
Etage 5	50*40	2.66	186.2	16.13	0.679	16.02	0.1824	2.671	1.479	vérifiée
Etage 6	45*35	2.66	186.2	18.43	0.671	12.94	0.1419	2.065	1.166	Vérifiée
Etage 7	40*30	2.66	186.2	21.5	0.659	10.68	0.1064	1.543	0.856	Vérifiée
Etage 8	35*30	2.66	186.2	21.5	0.659	9.04	0.0866	1.215	0.551	vérifiée
Etage 9	35*30	2.66	186.2	21.5	0.659	9.04	0.0866	1.215	0.314	vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

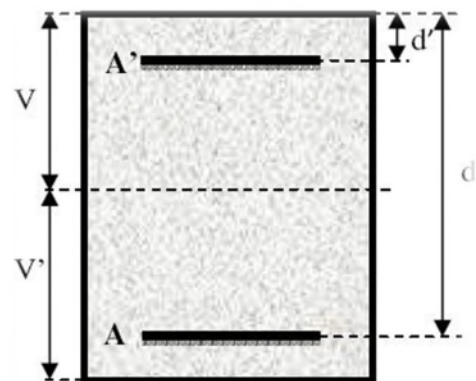
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niv	Sous-sol , RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Section (cm ²)	65*60	65*55	65*50	60*50	55*45	50*40	45*35	40*30	35*30	35*30
d (cm)	63	63	63	58	53	48	43	38	33	33
A' (cm ²)	16.08	15.2	13.44	12.56	11.43	8.01	6.47	5.34	4.52	4.52
A(cm ²)	16.08	14.32	13.44	12.56	11.43	8.01	6.47	5.34	4.52	4.52
V (cm)	32.5	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5	20	17.5	17.5
V'(cm)	32.5	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5	20	17.5	17.5
I _{yy} (m ⁴)	0.0463	0.0426	0.0386	0.0303	0.0206	0.0141	0.0089	0.0053	0.0035	0.0035
N ^{ser} (MN)	2.1472	2.0493	1.7920	1.5396	1.2921	1.0521	0.8366	0.6101	0.3871	0.1689
M ^{ser} (MN.m)	0.01206	0.0028	-0.0124	-0.0122	-0.0116	-0.0124	-0.0137	-0.0083	-0.0095	-0.0010
M _G ^{ser} (MN.m)	0.01206	0.0028	-0.0124	-0.0122	-0.0116	-0.0124	-0.0137	-0.0083	-0.0095	-0.0010
σ _{bc1} (MPa)	4,98425	5,1387	4,8008	4,4385	4,4304	4,4763	4,3826	4,1721	2,7900	1,3745
σ _{bc2} (MPa)	4,98425	5,1387	4,8008	4,4385	4,4304	4,4763	4,3826	4,1721	2,7900	1,3745
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D’après le RPA99 version 2003 **article 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

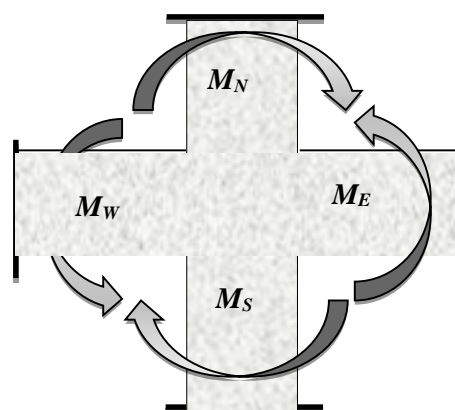
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ^{max} (MPa)	Obs.
Sous sol . RDC	65*60	186.2	3.29	0.04	63	122.994	0.325	1	vérifiée
Etage 1	65*55	186.2	3.29	0.04	63	92.581	0.258	1	vérifiée
Etage 2	65*50	186.2	3.29	0.04	63	107.622	0.331	1	vérifiée
Etage 3	60*50	186.2	3.57	0.04	58	110.849	0.369	1	vérifiée
Etage 4	55*45	186.2	3.89	0.04	53	108.614	0.438	1	vérifiée
Etage 5	50*40	186.2	4.29	0.04	48	95.203	0.476	1	Vérifiée
Etage 6	45*35	186.2	4.76	0.04	43	78.078	0.495	1	Vérifiée
Etage 7	40*30	186.2	5.35	0.075	38	57.277	0.477	1.875	Vérifiée
Etage 8	35*30	186.2	6.12	0.075	33	38.788	0.369	1.875	Vérifiée
Etage 9	35*30	186.2	6.12	0.075	33	36.425	0.346	1.875	Vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,

- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol . RDC	65*60	58.5	32,16	654.713
Etage 1	65*55	58.5	28,64	583.053
Etage 2	65*50	58.5	26,88	547.223
Etage 3	60*50	54	25,12	472.055
Etage 4	55*45	49.5	22,86	393.786
Etage 5	50*40	45	16,02	250.873
Etage 6	45*35	40.5	12,94	182.376
Etage 7	40*30	36	10,68	133.799
Etage 8	35*30	31.5	9,04	99.096
Etage 9	35*30	31.5	9,04	99.096

d-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 résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23).

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

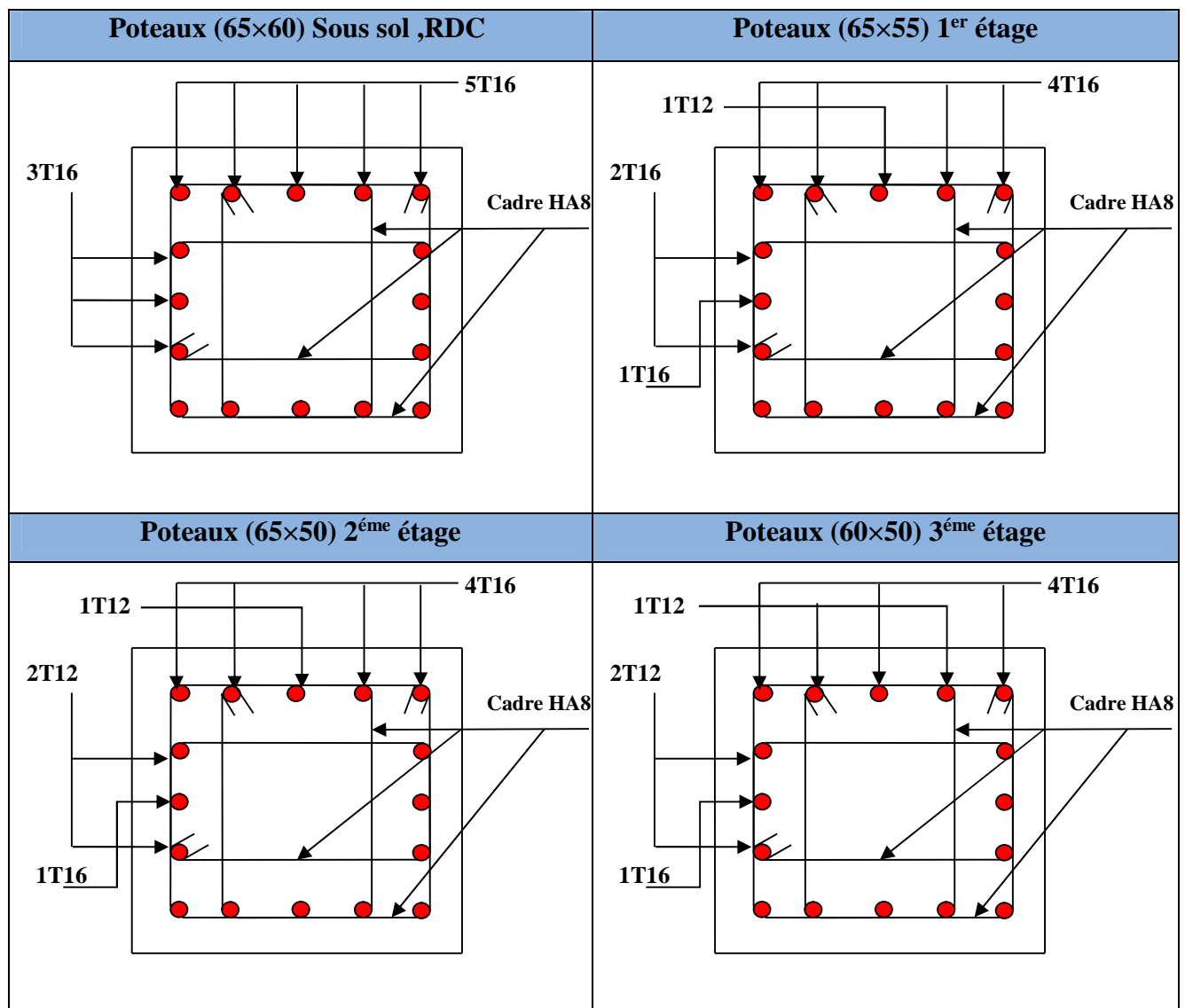
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale :

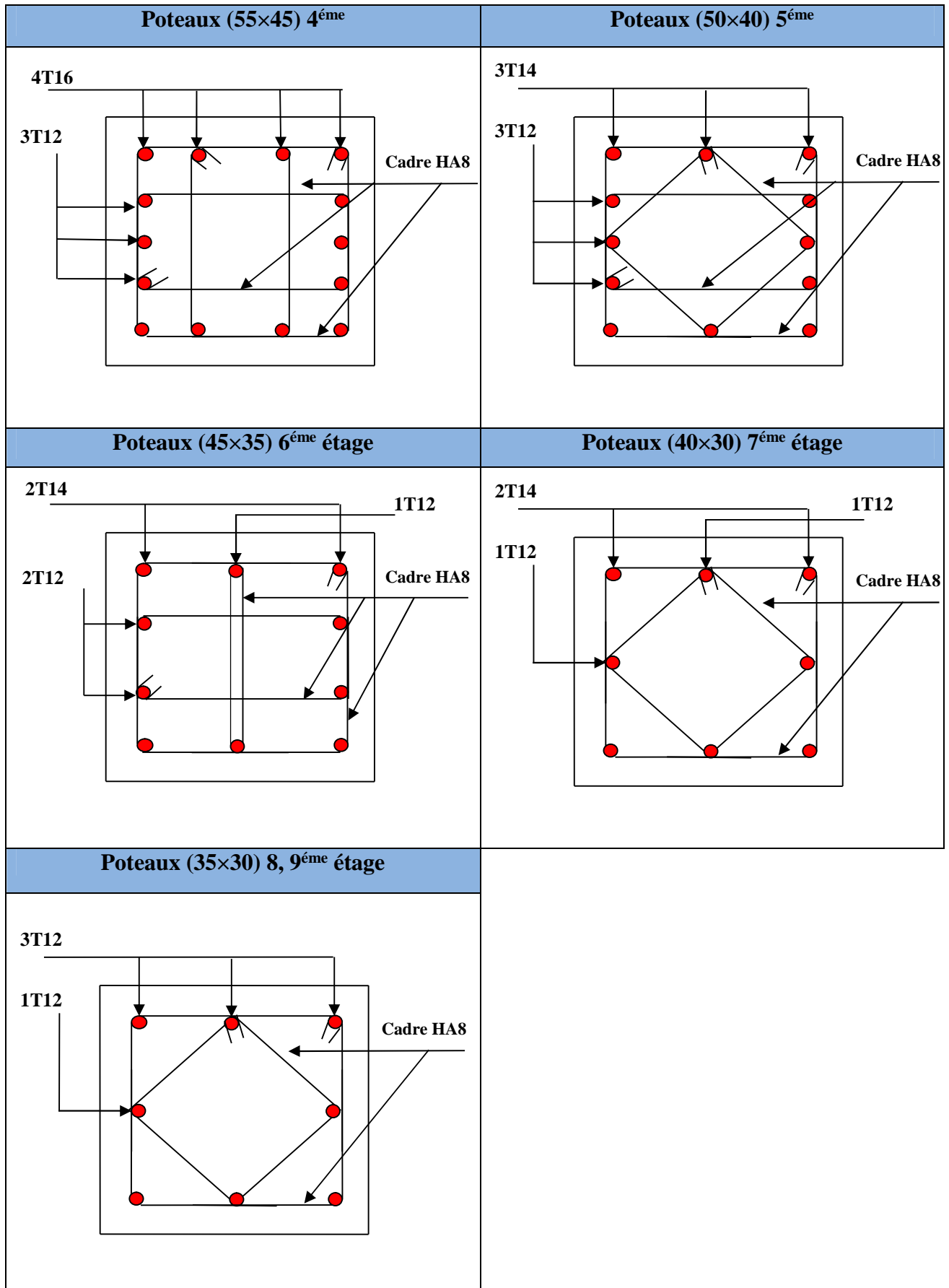
Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
Sous sol . RDC	654,39	805,40	1459,78	108,56	108,56	271,41	Vérifiée
Etage 1	582,76	717,25	1300,01	98,55	98,55	246,37	Vérifiée
Etage 2	546,95	673,17	1220,12	192,46	192,46	481,15	Vérifiée

Etage 3	471,82	629,09	1100,91	192,46	192,46	481,15	Vérifiée
Etage 4	393,59	572,49	966,08	192,46	192,46	481,15	Vérifiée
Etage 5	250,75	401,20	651,94	192,46	192,46	481,15	Vérifiée
Etage 6	182,29	324,06	506,35	192,46	192,46	481,15	Vérifiée
Etage 7	133,73	267,46	401,20	108,56	108,56	271,41	Vérifiée
Etage 8	99,05	226,39	325,44	90,66	90,66	226,64	Vérifiée
Etage 9	99,05	226,39	325,44	101,43	101,43	253,57	Vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Tableau V.16 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.





V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque

structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC 1,2	V_{x1}	-2158.131	-2450.81	-245081	-2158.131	366.205	2420.71	576.22

3, 4, 5^{ème} étage	V_{yy1}	-916.205	-4.0039	-733.37	-813.79	-331.63	730.19	325.107
6,7,8,9^{ème} étage	V_{yy1}	-567.007	-288.28	-292.15	-450.66	-111.81	282.69	115.21

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans tous les niveaux :

Tableau V.18.Ferrailage du voile V_{x1} (L= 2.8m):

Niveau	RDC, 1, 2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6, 7, 8, 9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20× 2.80	0.20× 2.80	0.20× 2.80
M(KN.m)	2569.79	771.85	771.85
N(KN)	1451.6	199.84	199.84
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	450,94	314.52	262.28
τ(MPa)	1.253	1.253	0.729
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	10.72	6.30	0
A_v^{min} (cm²)	8,4	8,4	8,4
A_v^{adop} (cm²)	11.31	11,31	11,31
N^{bre} /par face	10HA12	10HA12	10HA12
S_t(cm)	31	31	31
A_h^{cal} (cm²)	1.57	1.09	0.91
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20

Tableau V.19.Ferrailage du voile V_{y1} (L=2.5m).

Niveau	RDC, 1, 2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6, 7, 8, 9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2× 2.5	0.2× 2.5	0.2× 2.2
M(KN)	2420,71	4.0039	288.28
N(KN)	366.205	916.205	567,007

section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	576.22	325.107	155.21
τ (MPa)	1.793	1.011	0.549
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	35.90	13.24	9.518
A_v^{min} (cm ²)	7.5	7.5	6.6
A_v^{adop} (cm ²)	38.50	14.14	12.64
N^{bre} /par face	18HA16	18HA10	16HA10
S_t (cm)	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.24	1.26	0.69
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.58	1.01
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ,1 ,2 étage (V_{x1}) comme exemple

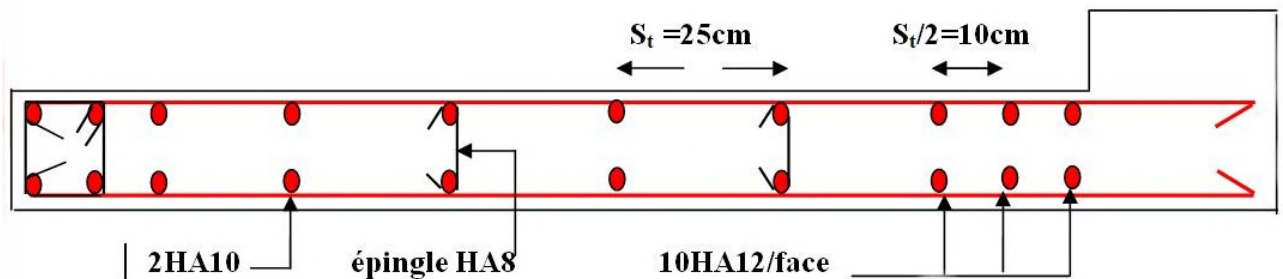


Fig. V. 2 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2.Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des éléments verticaux
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte du sol est de 2 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3m du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4.Etude des fondations :

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol}=2\text{bar}$.

$S_{bat}=418.87 \text{ m}^2$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{40758.67}{200}$$

$$S \geq 203.793 \text{ m}^2.$$

La surface des fondations représente 48.65% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{\text{rad}}=418.87\text{m}^2$.

VI.4.1.Radier général

VI.4.1.1.Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.4.1.2.Dimensionnement

- **La condition de coffrage**

✓ **Nervure :**

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 5.05\text{cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h \geq 50.5\text{cm}$

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

En remplaçant dans la relation on obtient : $h_d \geq 25.25\text{cm}$

- **La condition de rigidité**

$$\checkmark L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / K \cdot b]^{1/4} \dots\dots\dots (2)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 5 \times 10^3 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (5.05)^4 \times 5 \times 10^3}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$$h \geq 0.37 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 55 \text{ cm}$.

La hauteur de la dalle du radier $h_d = 30 \text{ cm}$.

VI.4.2. Les Vérifications nécessaires

VI.4.2.1. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

$$N = N_{\text{bat}} + N_{\text{radier}} + N_{\text{sol}} = 47054.099 = \text{KN}$$

$F_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$H = 6 \text{ m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 418.87 \text{ m}^2$ (surface totale du radier).

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w = 6 * 1.15 * 418.87 * 10 = 2890.203 \text{ KN}$$

$N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$ Condition vérifiée.

VI.4.2.2 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur l'élément vertical le plus sollicité.

$$N = 2210.0 \text{ KN}$$

h : hauteur de la nervure.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h$$

$$B = b + h$$

$$A = 65 + 55 = 120 \text{ cm}$$

$$B = 60 + 55 = 115 \text{ cm}$$

On trouve $U_c = 4.7 \text{ m}$.

$$0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \cdot 4.7 \cdot 0.55 \cdot 25 / 1.5 = 1.938 \text{ MN}.$$

La condition n'est pas vérifiée donc pas on doit augmenter la hauteur de la nervure .

ht= 70cm .

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.7 = 1.35 \\ B = b + h = 0.60 + 0.7 = 1.30 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.3 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.21007 \text{ MN} \leq 0.045 \times 0.7 \times 5.3 \times \frac{25}{1.5} = 2.78 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.22 \text{ m}$$

On considère une bande de largeur b = 1m

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{40758.67 \times 5.05}{2 \times 418.87} = 245.69 \text{ KN}.$$

$$\tau_U = \frac{245.69}{1 \times 0.22} = 1.11 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}.$$

la Condition vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

VI.4.2.4. Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

On a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 4972.01 \text{ m}^4$, et $X_G = 13.134 \text{ m}$.

$I_y = 16365.62 \text{ m}^4$, et $Y_G = 7.234 \text{ m}$.

$M_x = 5540 \text{ KN.m}$, $M_y = 44053.47 \text{ KN.m}$.

$N = 40758.67 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{40758.67}{418.87} + \frac{5540 \times 7.234}{4972.01} = 0.177 \text{ MPa} \quad \sigma_1 < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{40758.67}{418.87} - \frac{5540 \times 7.234}{4972.01} = 0.08 \text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.177 + 0.116}{4} = 0,161 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot XG}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{40758.67}{418.87} + \frac{44053.47 \times 13.134}{16365.62} = 0.132 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{40758.67}{418.87} - \frac{44053.47 \times 12.02}{18322.228} = 0.61 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.132 + 0.61}{4} = 0.25 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy ($\bar{\sigma} \leq \frac{N}{S}$)

VI.4.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.4.3.1. Calcul des sollicitations

$$Q_U = \frac{N}{S_{rad}}$$

$$Q_U = \frac{62877.42}{418.87} = 150.11 \text{KN} / \text{m}^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$L_y = 5.05 - 0.65 = 440 \text{cm}$; $L_x = 3.7 - 0.6 = 310 \text{cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.70 \geq 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.432 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0684 * 150.11 * (3.1)^2 = 98.67 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.432 * 98.67 = 42.62 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 83.86 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 36.22 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 41.93 \text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

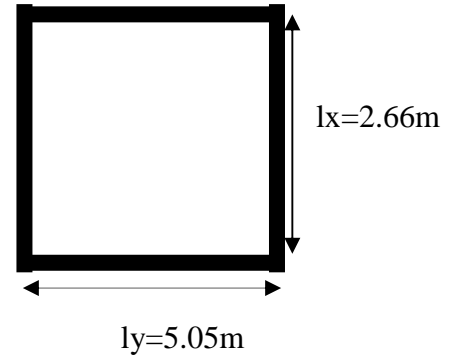


Fig. .VI.1 : Dalle sur quatre appuis

✓ **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.7) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.76 \text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{cm}^2$$

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

Tableau VI .1.Ferrailage du radier.

Localisation		M _t (KN.m)	A calculée (cm ² /m)	A min (cm ² /m)	A adoptée (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)
travée	x-x	83.86	8.96	2.76	10.05	5HA16
	y-y	36.22	3.78	2.4	3.93	5HA10
appui		41.93	5.18	2.76	5.65	5HA12

✓ **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 20 \text{cm} \leq \min (3 \times h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.} \\ \text{Armatures // } L_y: St = 20 \text{cm} \leq \min (4 \times h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm.} \end{cases}$$

VI.4.3.2.Vérification :

➤ **A I' ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 155.11 \text{KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 244.21 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.33}{1 \times 0.3 \times 10^4} = 0.9 \text{MPa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{MPa}$$

$$\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

➤ **A I'ELS :**

$$\mu_x = 0.0743$$

$$\mu_y = 0.5817$$

$$N = 40758.67$$

$$Q_s = \frac{40758.67}{418.87} = 97.3 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 69.47 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 40.41 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 59.05 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 34.35 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 34.73 \text{KN.m}$$

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

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

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

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton .

Localisation		M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	59.05	64347	7.08	6.5
	yy	34.34	35331	5.18	5.04
Appui		34.73	43466	5.77	4.61

VI.4.3.3. Schéma de ferrailage du radier :

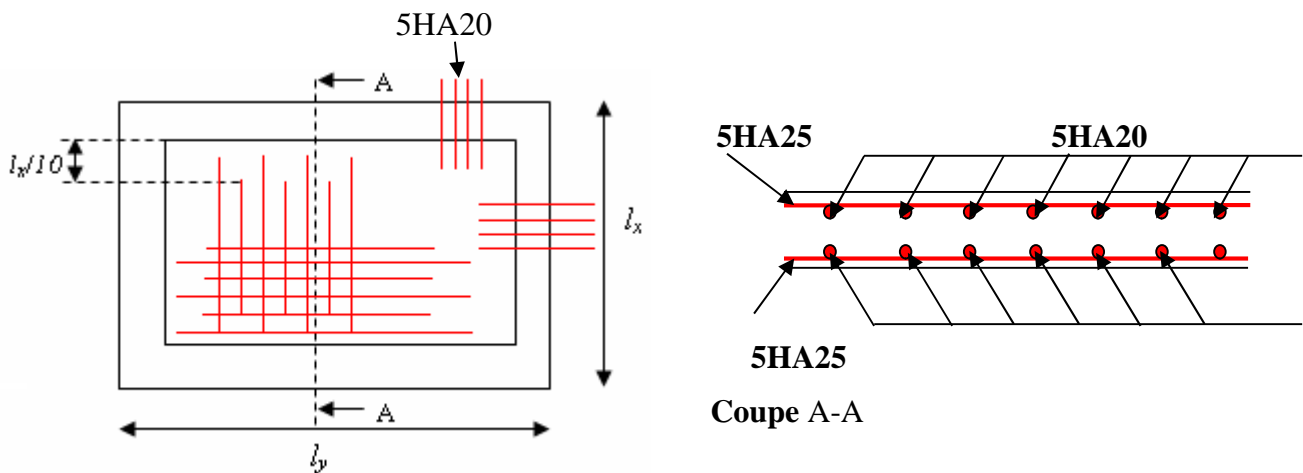


Fig.VI.2: Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.5. Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

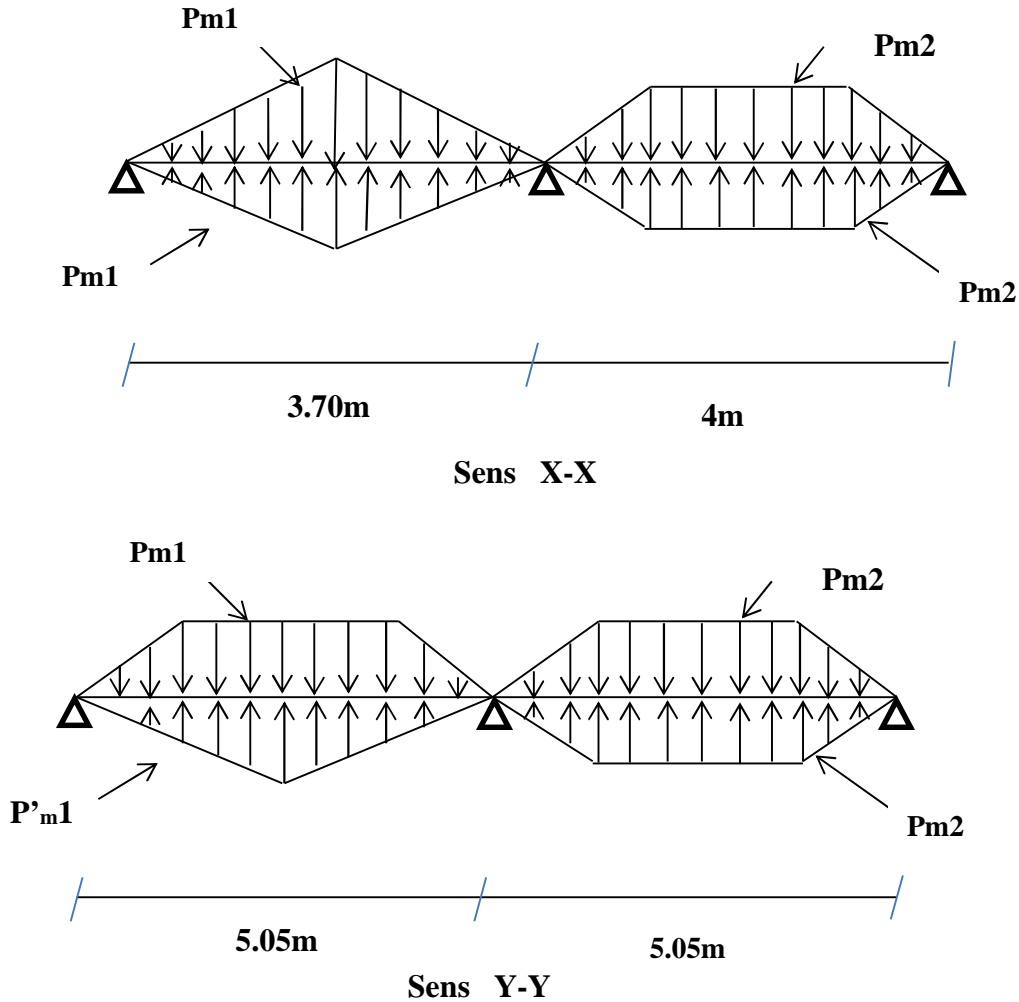
Charge triangulaire :

$$P_v' = p_m' = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$q_u = 150.11 \text{ KN/m}^2, \quad q_s = 97.3 \text{ KN/m}^2.$$



VI.4.5.1. Calcul des sollicitations :

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ **Sens longitudinal (YY) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	travee	Appuis
M_U (KN.m)	265.749	-378.314
M_S (KN.m)	172.25	-245.22

➤ **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Localisation	travée	Appuis
M_U (KN.m)	170.59	-228.195
M_S (KN.m)	110.57	-147.91

VI.4.5.2. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

• **Sens XX:**

$h=0.70$ m

$h_0=0.3$ m

$b_0=0.60$ m

$d=0.68$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.44; 1.55)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.44$ m

On prend $b_1=40$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.40$ m.

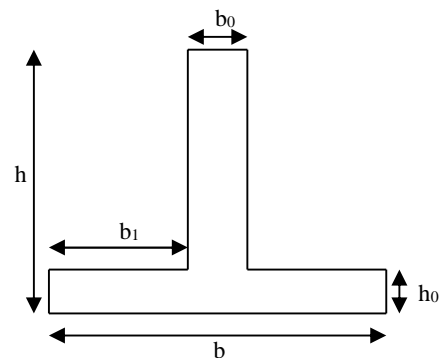


Fig. VI.3 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.5.Résumé des résultats (ferrailage des nervures).

sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	265.749	39.01	2.7	39.10	10HA20+ 5HA14
	Appui	-228.195	26.98	2.7	27.8	10HA16+ 5HA14

• Sens YY:

$$h=0.70 \text{ m}$$

$$h_0=0.3\text{m}$$

$$b_0=0.65\text{m}$$

$$d=0.68\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.44; 1.55)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.44\text{m}$$

On prend $b_1=40\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.45\text{m}$.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferrailage.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	265.749	41.42	2.92	41.47	10HA20+ 5HA16
	Appui	-378.314	21.65	2.92	23.4	5HA20+ 5HA14

VI.4.5.3.Vérifications :

➤ A l'ELU :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.7 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	439.7	0.44	Vérifiée
Sens XX	346.01	0.364	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Y-Y	-245.22	19.4	1435374	1.99	15
X-X	-147.91	10.5	1956120	2.25	15

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

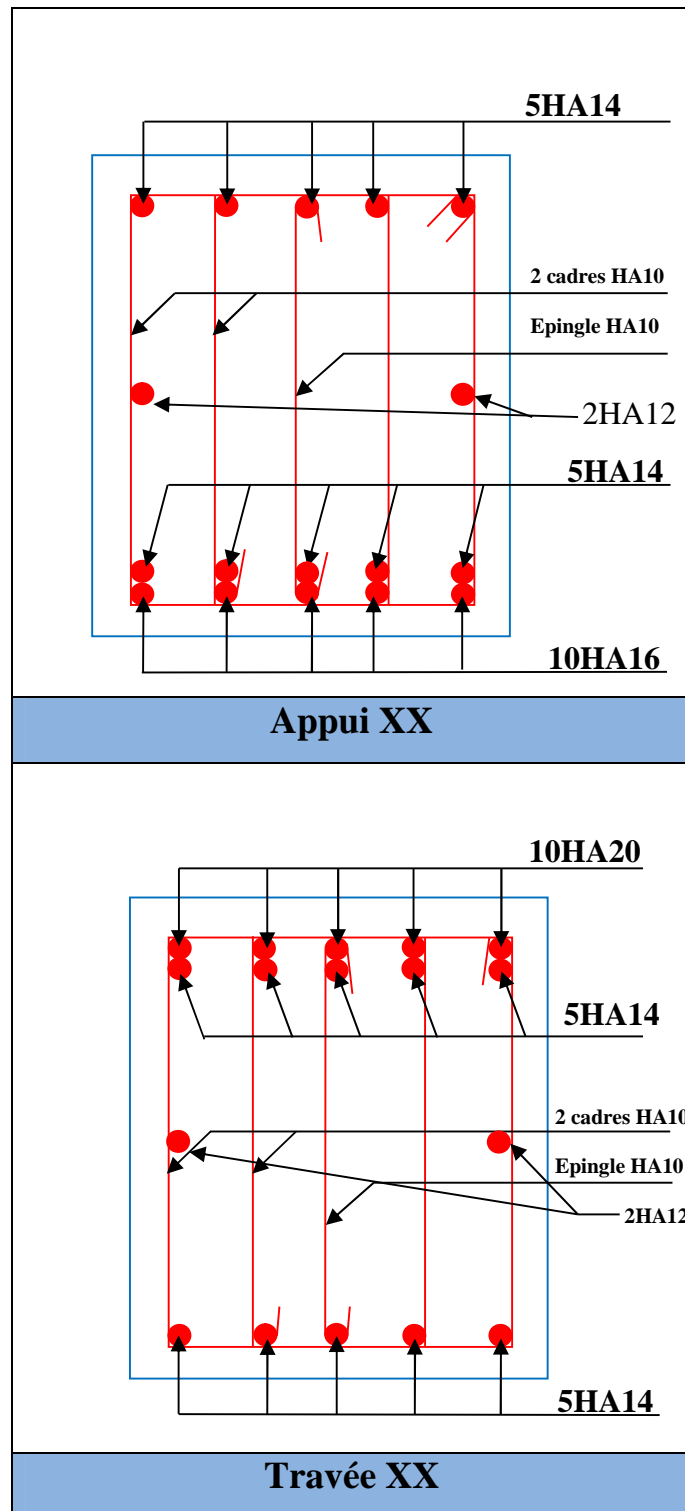
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5; 12) \text{ cm}$$

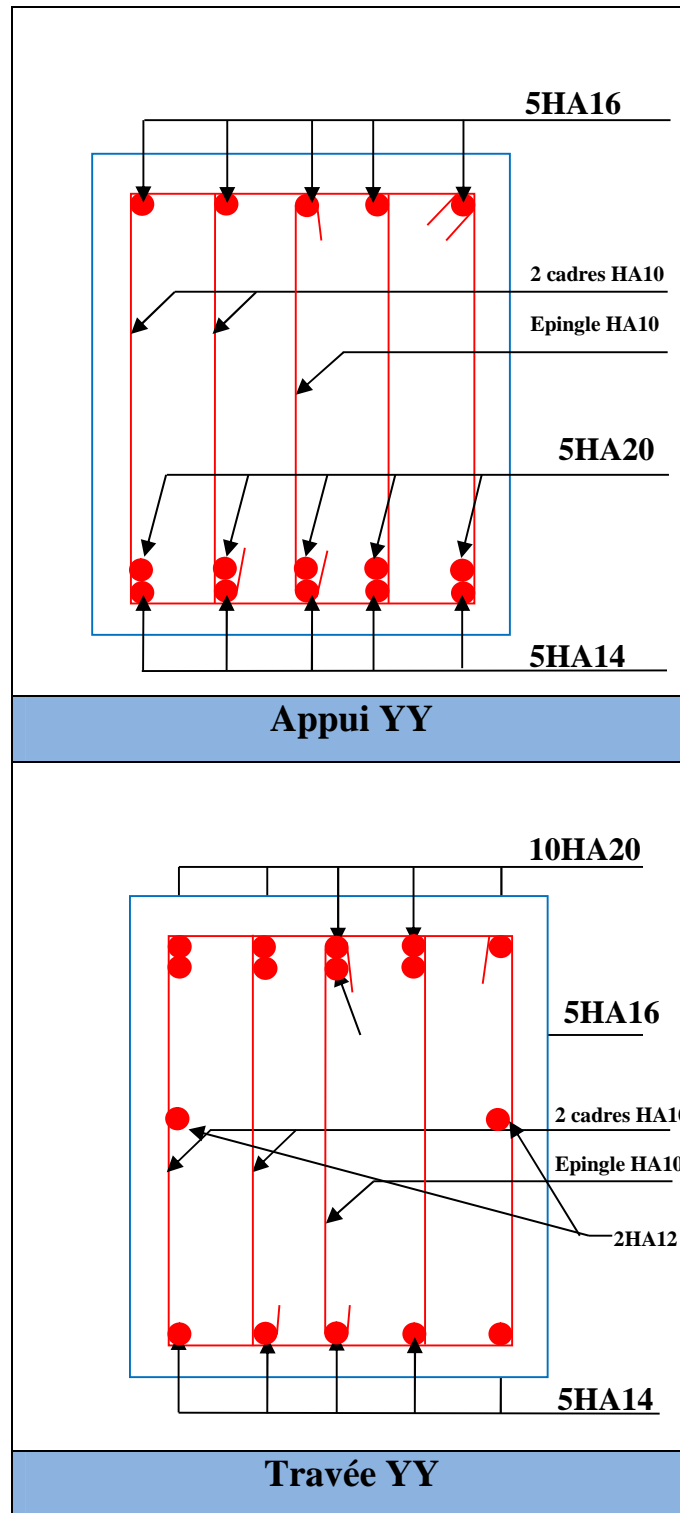
$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

VI.6.4. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY)

Tableau VI.9. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY).





VI.5.Voile périphérique :**VI.5.1.Définition :**

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2 .Dimensionnement des voiles :

- Hauteur : $h=2.66m$.
- Longueur : $L=5.05m$.
- Épaisseur : $e=20cm$.

VI.5.3.Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h = 24.7 KN / m^2$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 12.02^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 1.17bar$

VI. 5. 4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

A la base du rideau : la pression $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.66 \times (24,7 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{12,2}{2}) - 2 \times 117 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{12,2}{2})) = 22.33 KN / ml \text{ Surcharge}$$

accidentelle : $q = 10 KN/m^2$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 10 \times 0.008 = 0.08 KN / m^2$$

VI.5.5.Ferraillage du voile:➤ **Méthode de calcul :**

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.

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 30.26 \text{ KN/m.}$$

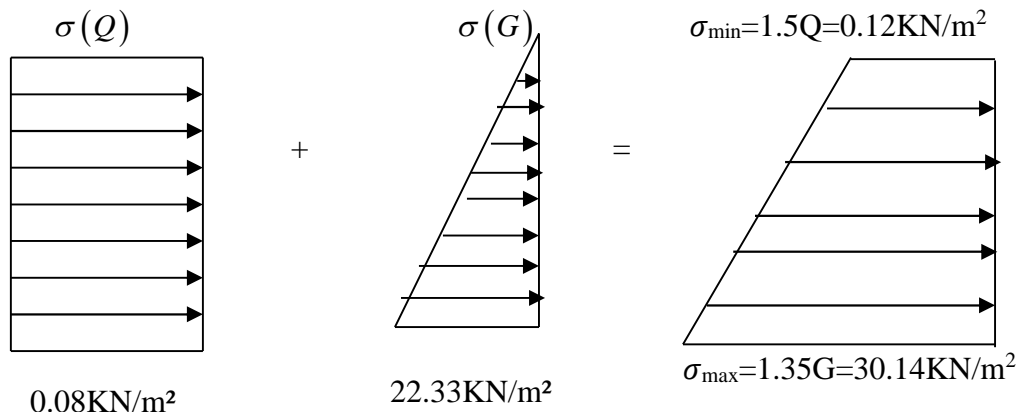


Fig.VI.4: Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 22.63 \text{ KN/m.}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_y = 5.05 \text{ m.}$$

$$L_x = 2.66 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{5.05} = 0.526$$

$\rho > 0.4$ donc Le panneau travaille dans un seul sens

ELU :

$$\mu_x = 0.0922$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.0922 \cdot 30.26 \cdot (2.66)^2 = 19.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 4.93 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 16.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=4.19\text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax}=0.5 M_x =9.87\text{KN.m}$$

$$M_{ay}=0.5 M_y =2.46\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$.

Tout les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10.Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (KN.m)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²) /ml	A _{min} (cm ²)	choix
travée	x-x	16.77	2.73	3.14	2	4HA10
	y-y	4.19	0.67	3.14	2	4HA10
appui		9.87	1.59	3.14	2	4HA10

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(3 \times h; 33cm) = 33cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(4 \times h; 45cm) = 45cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

VI.5.6.Vérifications :

➤ **AI' ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{\min} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{22.63 \times 5.05}{2} = 57.14 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{11.76}{1 \times 0.18} = 0.65 \text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

AI' ELS :

$$\mu_x = 0.0961$$

$$\mu_y = 0.3949$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 22.33 = 9.77 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 0.08 = 0.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 22.33 + 0.08}{4} = 22.63 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 22.63 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2 \quad x = 0.0961 \times 22.41 \times (2.66)^2 = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.01 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 12.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.11 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 7.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 3.08 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}}.$$

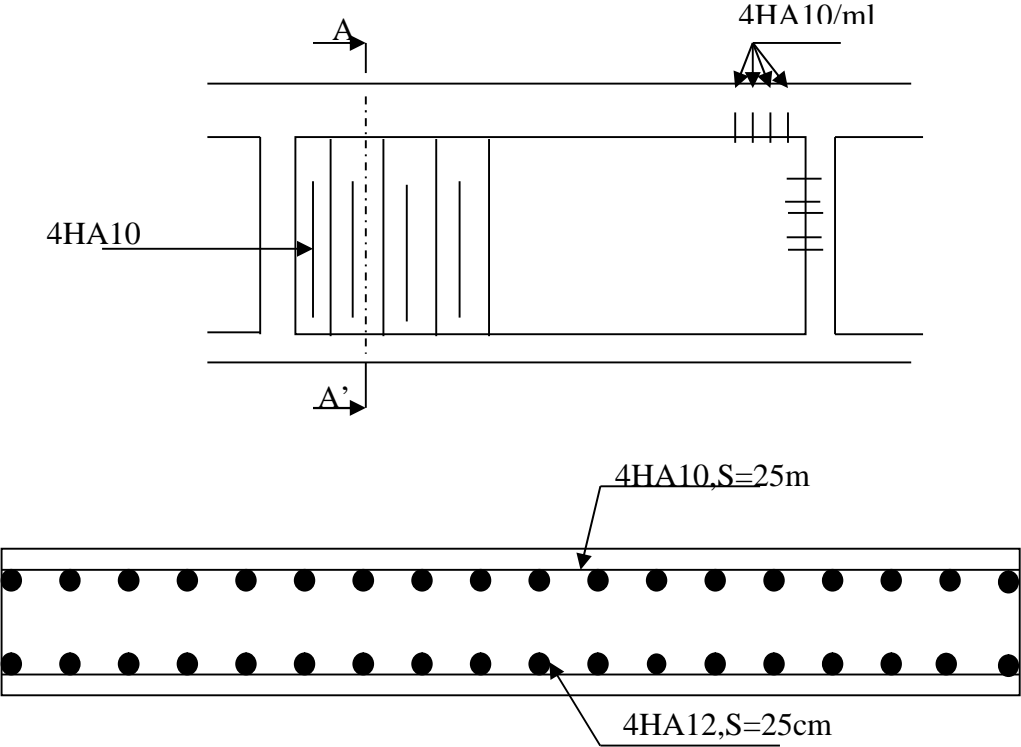
$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}.$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
travée	x-x	15.23	3.6	11320	4.20
	y-y	6.017	3.6	11320	1.65
Appui		7.61	3.6	11320	2.47

VI.5.7.Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

Fig.VI.5: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, tel que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux .
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité .
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure .
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se basée sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE I

Laboratoire d'analyse géotechnique et de construction LAGHOUAG

« Antenne de Bejaia »

Réalisation d'un Bloc en R+9 à TICHY centre wilaya de Bejaia

Les échantillons testés présentent des valeurs faibles à élevées variant entre 1.940 et 1.952 pour une moyenne de 1.946 t/m^3 .

b) Densité sèche :

Les échantillons testés présentent des valeurs variant entre 1.457 et 1.471 pour une moyenne de 1.1464 t/m^3 .

c) Analyses chimiques :

Des analyses chimiques ont été effectuées sur les échantillons de sol prélevés, ces résultats indiquent une *agressivité moyenne* du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92

V- Conclusion et recommandation :

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, et le sondage réalisé au niveau de l'assiette du projet.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont homogènes et représentent des résistances faibles à moyennes

D'après l'interprétation des résultats des essais pénétrométriques nous suggérons :

- ❖ Des fondations superficielles ancrées à **5.00 mètres** de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel.
- ❖ La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de **1.45bar**.

NB :

- ❖ Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.
- ❖ Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- ❖ Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- ❖ Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérés rencontrés lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller à la stabilité des ouvrages voisins et l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude :

L.DJEMAQUI

Le chef d'antenne



Le présent document est la propriété exclusive de l'ETB TCE & PROMOTION IMMOBILIERE
MENAA FOUJIL & FRERES

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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 III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	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	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	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	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

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