



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation
et commercial contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques)**

Présenté par :

BOURENGUITE Chanez

LEHOUCHE Hanane

Soutenu le devant le jury composé de :

Mr Nom

Président

Mme SEGHIR

Encadreur

Mr Nom

Examineur



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous adressons nos remerciements à notre Promotrice madame SEGHIR pour son aide, Ses conseils durant toute la Période de notre Projet.

Nous remercions tous les enseignants à tous les niveaux, Particulièrement ceux du département de génie civil, pour tout le Savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre Formation.

Nous remercions également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

**CHANEZ
HANANE**

Dédicace

*Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de sa vie
avec les êtres qu'on aime.*

*Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste
travail :*

*A mes meilleurs parents du monde pour leurs encouragements,
soutiens et leurs prières pour que je réussisse dans ma vie,
surtout pour leurs sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de
mes études*

A mes adorables sœurs : Niziad et Lili

*A mes chers tantes : Mima pour ces encouragements, ces conseils pour
que je réussisse dans ma vie ainsi que ma tante Fadhila*

A mon binôme hanane et toutes sa familles.

*A tous mes amis et à toute la promotion de
Génie civil 2016.*

CHANEZ

Dédicace

*Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de sa vie
avec les êtres qu'on aime.*

*Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste
travail :*

*A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses
encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma
vie, merci mère.*

*A la mémoire de mon très cher père, pour ses encouragements, son
soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le
déroulement de mes études, merci père.*

A mes adorables sœurs.

A mon binôme chanez et toutes sa familles.

*A tous mes amis et à toute la promotion de
Génie civil 2016.*

HANANE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet.....	3
I.2. Caractéristique de la structure.....	3
I.3. Règlements et normes utilisés.....	4
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	5
I.5. les aciers.....	8
I.6. Actions et sollicitations.....	10

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	13
II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	15
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	24
II.5. Descente de charge.....	28
II.6. Conclusion.....	46

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	47
III.2. Dalles pleines.....	75
III.3. Etude des escaliers.....	83
III.4. poutre de chaînage	92
III.5. Etude de l'ascenseur.....	95

III.6. Etude de l'acrotère.....	100
--	-----

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	107
--------------------------------	-----

IV.2. Méthode de calcul	107
--------------------------------------	-----

IV.3. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	112
---	-----

IV.4. Modalisation et résultats.....	112
---	-----

IV.5. Conclusion.....	120
------------------------------	-----

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	121
------------------------------------	-----

V.2 .Etude des poteaux.....	132
------------------------------------	-----

V.3. Etude des voiles.....	146
-----------------------------------	-----

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	153
---------------------------------	-----

VI.2. Choix du type des fondations.....	153
--	-----

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	153
--	-----

VI .4. Etude des fondations	153
--	-----

Conclusion	170
-------------------------	-----

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Diagramme des contraintes du béton	6
Fig.I.2. Diagramme des contraintes limite du béton	7
Fig.I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier	9
Fig.II.1. Coupe de voile en élévation	15
Fig.II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	16
Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles	17
Fig.II.4. Coupe transversale d'une poutrelle	18
Fig.II.5. Coupe verticale de l'escalier	20
Fig.II.6. Escalier de première volée.	21
Fig.II.7. Escalier de deuxième volée.	21
Fig.II.8. Schémas de l'acrotère	27
Fig.II.9. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	28
Fig.II.10. Poteau « P ₁ » de la descente de charges	30
Fig.II.11. Poteau « P ₂ » de la descente de charges	35
Fig.II.12. Poteau « P ₃ » de la descente de charges	40
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	48
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	48
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	49
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	49
Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	74
Fig.III.6. Schéma de ferrailage du balcon type N°1	78
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2	83
Fig.III.8. Schéma statique d'escalier	83
Fig.III.9. Schéma de ferrailage d'escalier	88
Fig.III.10. Schéma statique de la poutre palière	88
Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière	92
Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	95
Fig.III.13. les dimensions de l'ascenseur	95
Fig.III.14. illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact	96
Fig.III.15. Coupe transversale de l'acrotère	100
Fig.III.16. Section à ferrailer	103
Fig.III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	106
Fig.IV.1. Disposition des voiles	113
Fig.IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant Y)	114
Fig.IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant X)	115
Fig.IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	116
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques.	122
Fig.V.2. Schéma de ferrailage de voile (V _{x4})	152
Fig.VI.1. Schéma de rupture de dalle de radier	159
Fig.VI.2. Schéma de ferrailage de radier	162
Fig.VI.3. Schéma statique du débord	163
Fig.VI.4. Schéma de ferrailage du débord	163
Fig.VI.5. Section à ferrailer	166

Liste des tableaux

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier à l'intérieur du bâtiment	23
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	24
Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	25
Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	26
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	27
Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2	27
Tableau II.7. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère	28
Tableau II.8. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	30
Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₁	30
Tableau II.10. Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁	31
Tableau II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₂	36
Tableau II.12. Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₂	36
Tableau II.13. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₃	40
Tableau II.14. Evaluation des surcharges « G » pour le poteau P ₃	41
Tableau II.16. L'effort normal ultime « N _u » dans chaque niveau	43
Tableau II.17. Vérification au flambement	44
Tableau II.18. Pré vérification de l'effort normal réduit	45
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	46
Tableau III.2. Combinaisons d'actions	50
Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées	51
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)	53
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type1)	55
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)	55
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)	59
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)	59
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)	60
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4)	60
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4)	60
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	60
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type1)	61
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	61
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	61
Tableau III.16. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible	61
Tableau III.17. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant	71
Tableau III.18. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	71
Tableau III.19. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	72
Tableau III.20. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	72
Tableau III.21. Le ferrailage des différentes poutrelles	72
Tableau III.22. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	73
Tableau III.23. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle	73
Tableau III.24. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	76
Tableau III.25. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	80
Tableau III.26. Résumé des résultats de ferrailage	83
Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier (volée+palier)	85
Tableau III.28. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations	87
Tableau III.29. Section d'armature à la flexion simple	89
Tableau III.30. Vérification des contraintes	92
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre de chaînage	93
Tableau III.32. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage	94
Tableau III.33. Revérification des contraintes dans la poutre de chaînage	94
Tableau III.34. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	98
Tableau III.35. Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur	99
Tableau III.36. Charge permanente revenant à l'acrotère	101
	102

Tableau III.37. Combinaisons d'action de l'acrotère	101
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	102
Tableau IV.2. Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$	108
Tableau IV.3. Tableau les valeurs du coefficient C_T	109
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	110
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales	113
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales	117
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit	117
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques	118
Tableau IV.9. Vérification des déplacements	118
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ	119
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	119
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	124
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	127
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	127
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	128
Tableau V.6. Ferrailage des sections des poutres	129
Tableau V.7. Ferrailage des sections des poutres	130
Tableau V.8. Ferrailage des sections des poutres	131
Tableau V.9. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	133
Tableau V.10. Sollicitations dans les poteaux	134
Tableau V.11. Ferrailage des poteaux	137
Tableau V.12. Calcul des armatures transversales	137
Tableau V.13. Vérification du flambement pour les poteaux	139
Tableau V.14. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	140
Tableau V.15. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	141
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poteaux	142
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale	143
Tableau V.18. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	145
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'	148
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux	149
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux	150
Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	150
Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	151
Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	152
Tableau VI.1. Section des armatures du radier	160
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	161
Tableau VI.3. Section des armatures du radier	162
Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord	162
Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	163
Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	165
Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y)	166
Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)	166
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant	167
Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	167
Tableau VI.11. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X et Y-Y)	168
	168

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts que peuvent lui occasionner des excitations telles que les séismes.

Après séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. Pour cela, Il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques pour représenter convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins chers par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 9 étages n'est pas encore réaliser à Bejaia.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste en une présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).

- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

I.1 : Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée seulement pour l'usage d'habitation et commerciale (le rez de chaussée), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

Le site destiné à la construction de 288 logements promotionnels, projetés au village de Sidi Ali d'Akbou, est situé sur un terrain initialement en pente. Il est limité au Nord, à l'Ouest et à l'Est par des terrains nus, au Sud par un château d'eau.tr

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caractéristique de la structure:

I.2.1.Caractéristiques géométriques:

En a une structures de forme L a des caractéristique suivant :

- Largeur en plan. LX**20.20m.**
lx**7.90m**
- Longueur en plan LY.....**24.05m.**
ly**12.25m.**
- Hauteur totale du bâtiment.....**33.66m.**
- Hauteur du RDC.....**3.06m.**
- Hauteur des étages courants.....**3.06m.**

I.2.2.Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est constitué essentiellement par des argiles graveleuses tu ffacées.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,6 \text{ bars.}$ (**Annexe I**)
- L'ancrage minimal des fondations : **D=1.5 m**

I.2.3. Caractéristiques structurales :

- L'ossature : étant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**II_a**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques (article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)
- Les planchers : sont des aires destinées à séparer des différent niveaux de l'ouvrage, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal

rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- Les façades et les cloisons
- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 à 15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm
- L'acrotère : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.
- L'infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes :
 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels
 - L'encastrement de la structure dans le sol.

I.2.4. Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- **RPA 99 /version 2003.**
- **BAEL91/modifiées 99.**
- **CBA 93.**
- **DTR B.C.2.2**

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1).**

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25 \text{MPa} . \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

I.4.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

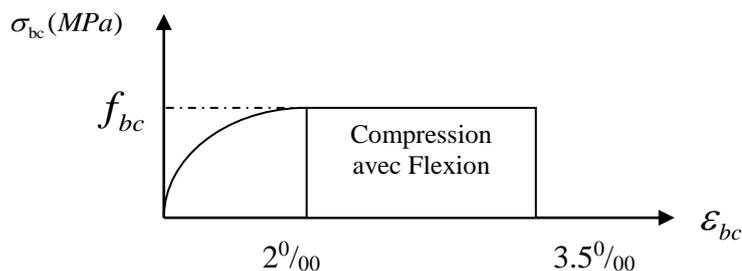


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰})$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

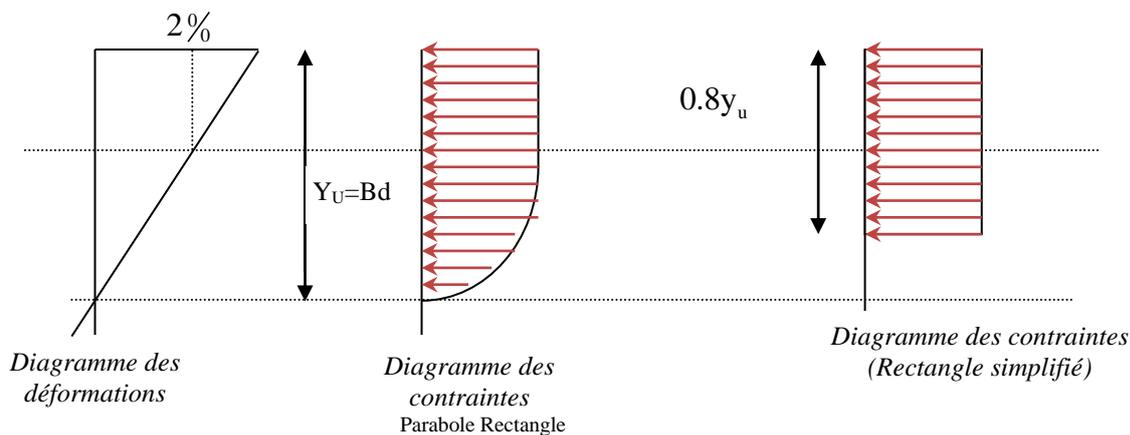


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} .$

a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} . \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} .$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

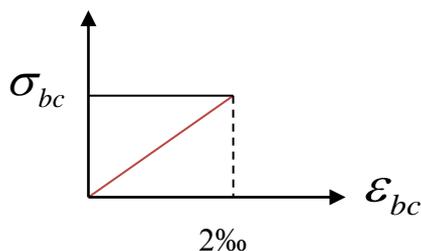


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.4.1.6. Autres caractéristiques :

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

- **A long terme :**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.5. Les aciers :**I.5.1. Définition :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

- Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.5.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.5.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

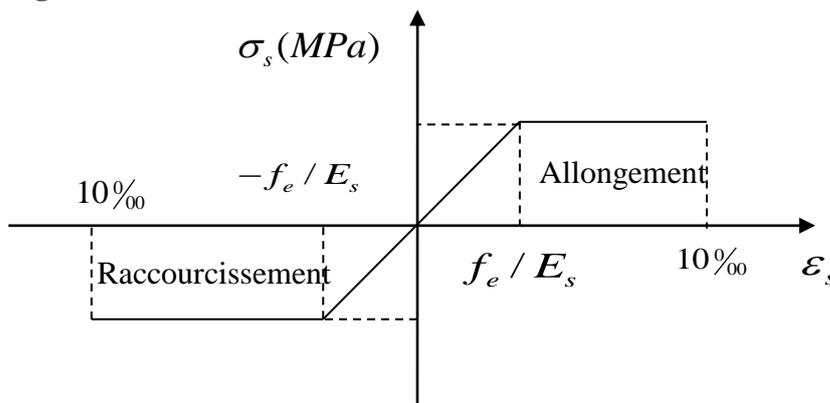


Figure I.4:Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \text{ CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \text{ CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1 les actions :(Art : III.1.1) [6]

I.6.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc....).

I.6.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

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

- **Les actions variables (Q) :** (Art : III.2.2) [6]

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.6.1.3 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

- **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :** (Art : A.3.3.2.2) [2]

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situation durable} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelle} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.6.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

II.1 : Introduction :

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2:Pré dimensionnement des éléments principaux :**II.2.1. Les poutres :****II.2.1.1. Les poutres principales :**

elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de (40×40) cm².

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}=450-40 = 410\text{cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 410\text{cm} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

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

$b = 30\text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}= 450-40 = 410\text{cm}$)

$$L_{\max}=410\text{cm} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}.$$

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

b = 30 cm

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30,40) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- R.D.C, 1^{er} étage, $(b,h) = (50,50) \text{ cm}^2$.
- 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, étage: $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{eme}, 6^{eme} étage: $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$.
- 7^{eme}, 8^{eme} étage: $(b, h) = (35, 35) \text{ cm}^2$.
- 9^{eme} étage: $(b.h) = (30, 30) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Les voile :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ (1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

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

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

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

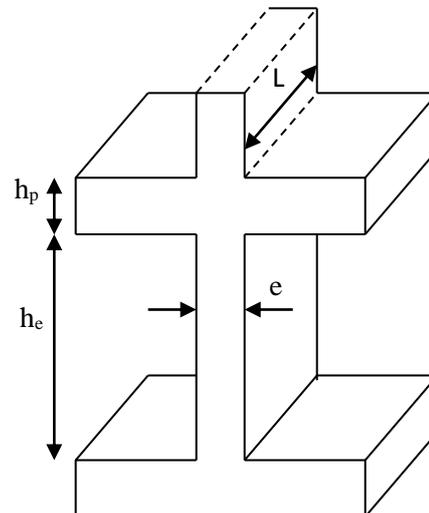


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. les planchers :

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a) Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.II.3).

ht : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (450 - 30) = 420\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66\text{cm}.$$

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

Avec :

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

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

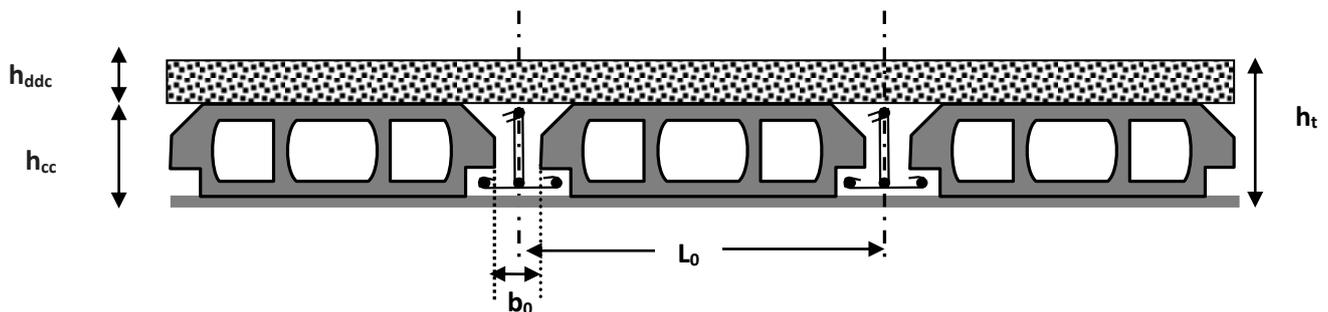


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **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 les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig.II.3).

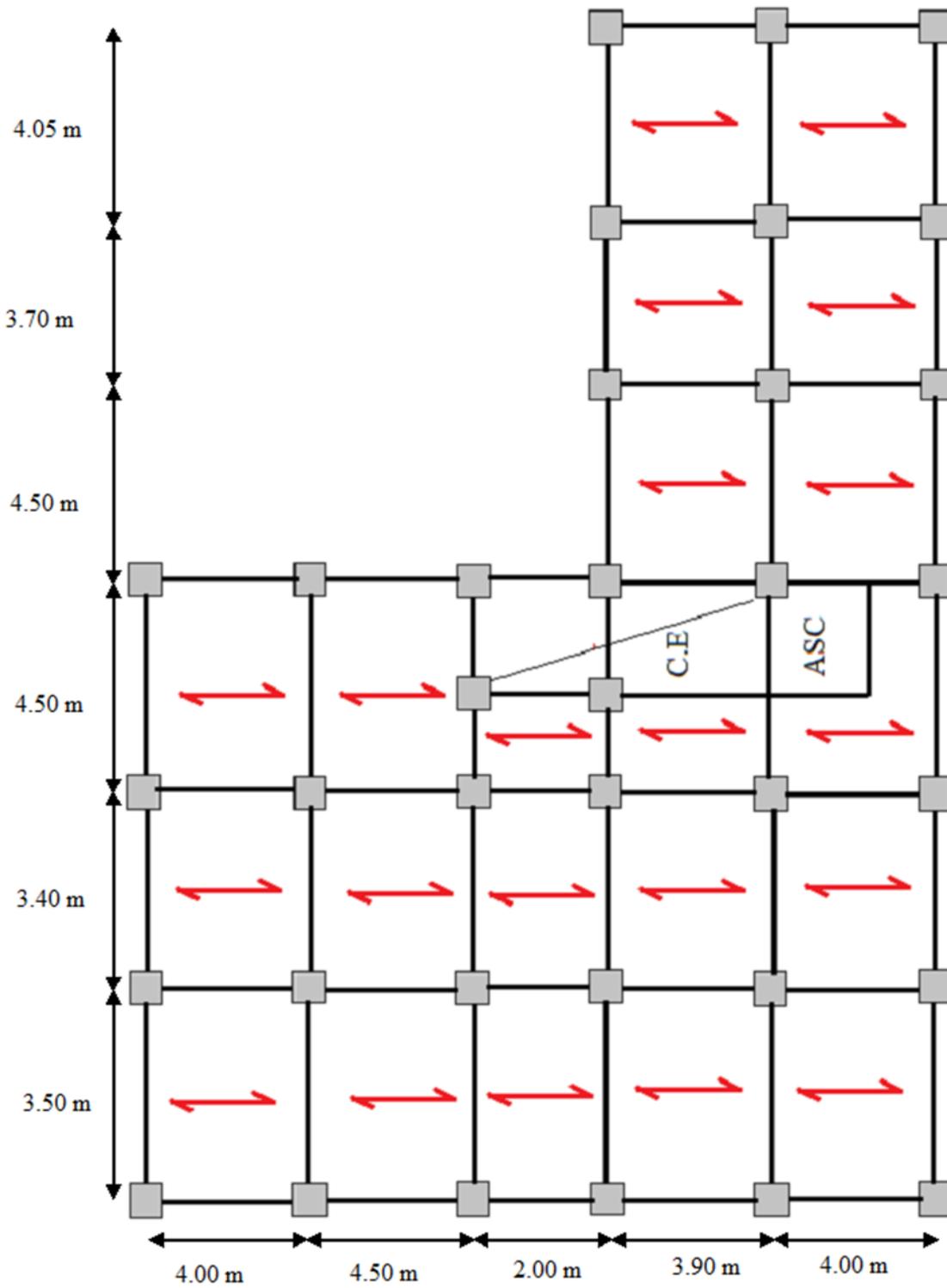


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

▪ Dimensionnement des poutrelles :

• Détermination de la largeur de la table de compression :

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

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

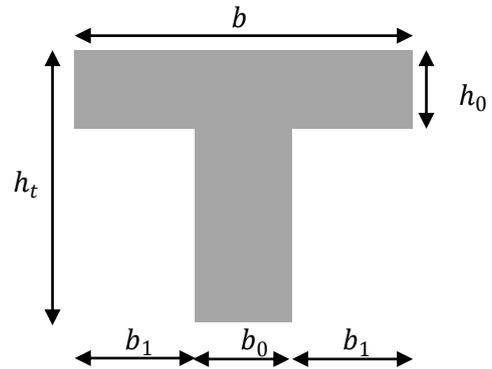


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 200 - 30 = 170 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 55 \text{ cm, } L_y = 170 \text{ cm.}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{170}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(27.5; 17) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 17 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 17 + 10 = 44 \text{ cm}$$

Soit : **b=40cm**

b) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils 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 $\rho \geq 0.4$

▪ Coupe-feu :

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

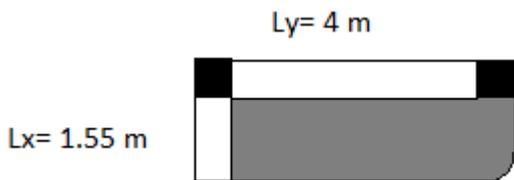
$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

1^{er} type : C'est un balcon (dalle sur deux appuis)



2^{ème} type : dalle sur trois appuis :



c) Les escaliers :

c.1) Terminologie :

- Lamarche : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contremarche : est la partie verticale, contre la marche.
- L'embranchement : est la longueur utile de chaque marche.
- Légiton : 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.

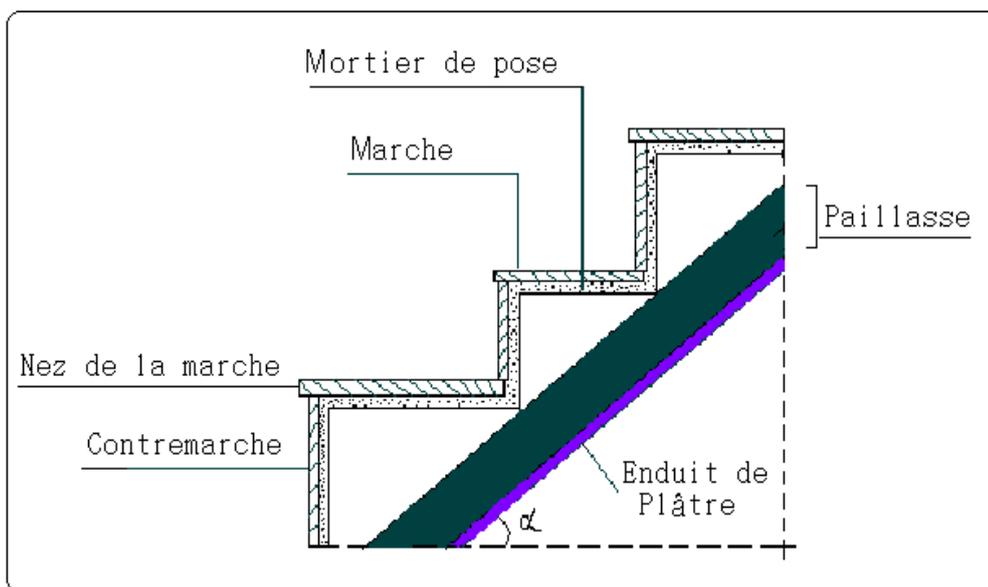


Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier

c.2) types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées.

c.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**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

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

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.

Escalier du RDC et étages courant :

- **Premier volée**

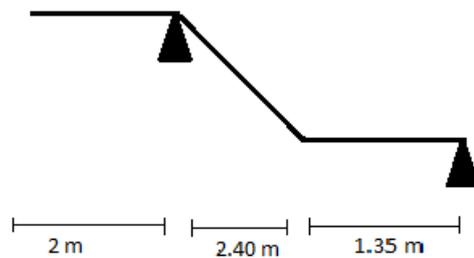


Fig. II.6. Schémas statique de première volée

- **Deuxième volée**

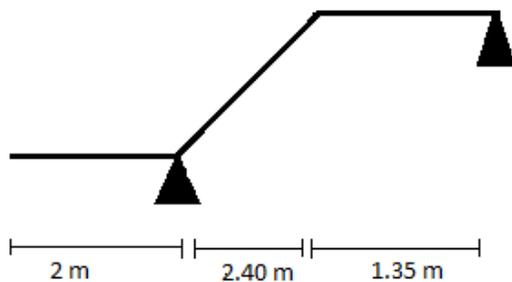


Fig. II.7. Schémas statique de deuxième volée.

- **Epaisseur de la paille :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} + 1.35 = 4.20m.$$

$$\left\{ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14cm \leq e \leq 21cm \right.$$

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

On prend : **e = 15 cm.**

▪ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

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

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

▪ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

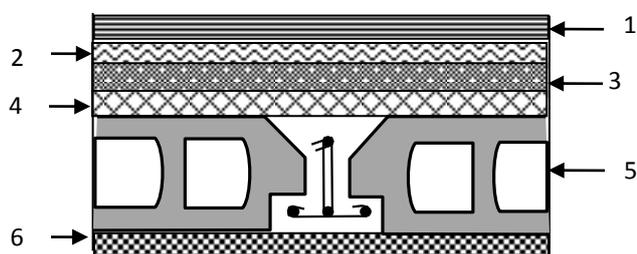
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et étages courants	1	1.35	2.4	2	2.85	1.53	4.20	32.51	8	17	30	15
	2	1.35	2.4	2	2.85	1.53	4.20	32.51	8	17	30	15

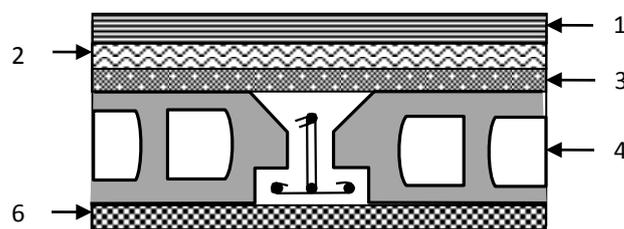
II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.



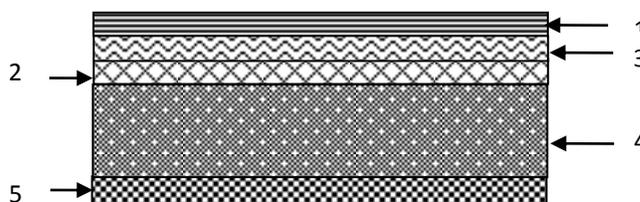
Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.20	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total	/	/	/	/	6.33	1
Terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.03	0.54	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Forme de pente	22	0.1	2.2	
Total	/	/	/	/	6.63	1.5

Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour étage courant 5 pour le plancher de RDC
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Cloison légères de séparation	9	0.10	0.9	
Total	/	/	/		5.15	

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2	
Total	/	/	/	/	4.40	3.5

Avec :Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

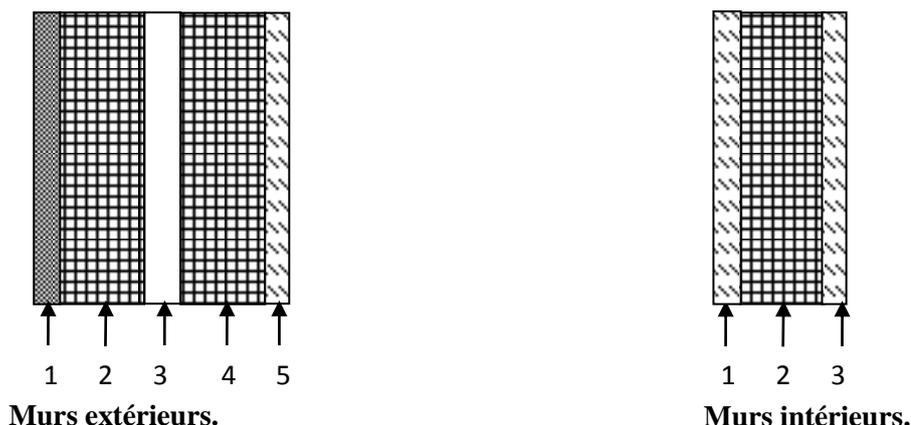


Tableau II.4.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total	/	/	/	/	2.85
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	1.3

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1.les paliers :

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	
Carrelage	22	0.02	0.44	

Mortier de pose	20	0.02	0.4	2.5
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total	/	/	5.15	2.5

II.4.3.2. Les volées:

II.4.3.2.1: Les volées 1 et 2 :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2 :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.15/cos(32.51)	4.45	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	Total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		10	0.02/cos(32.51)	0.237	
Total		/	/	7.87	

II.4.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

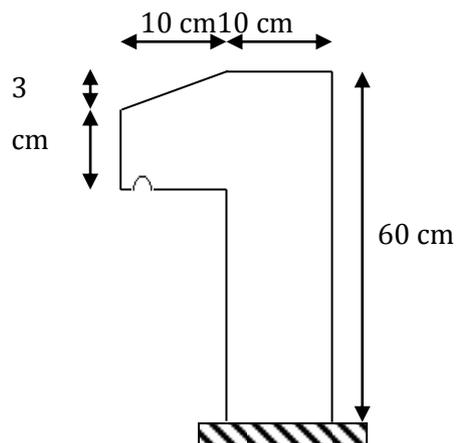


Figure II.8: Schémas de l'acrotère

Tableau II.7 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

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

Pour notre projet, les poteaux les plus sollicités sont montrés sur la figure (fig.II.8).

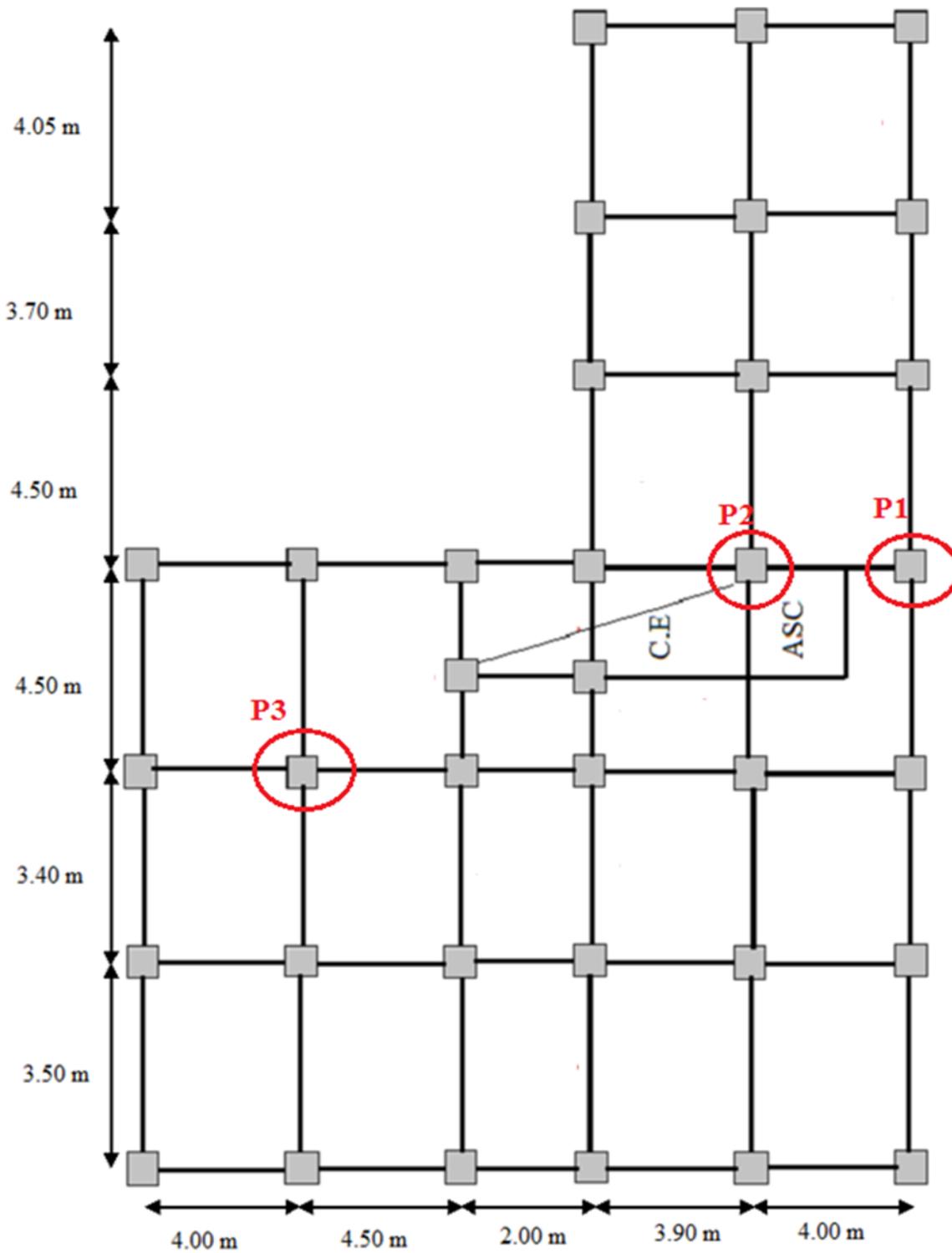


Fig. II.9. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

A) Poteau « P₁ » de rive :

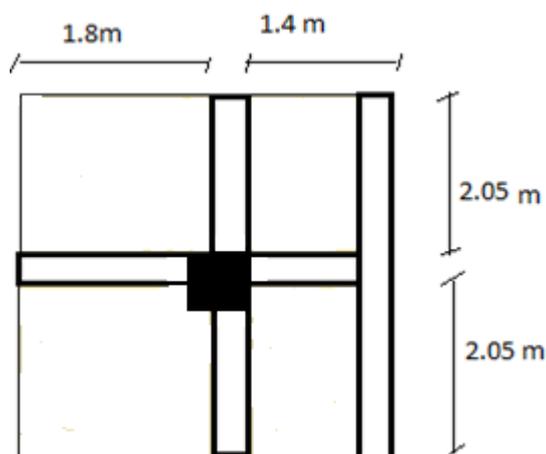


Fig.II.10. Poteau « P₁ » de la descente charges

- Poutres principales (30×40)
- Poutres secondaires (30×40).
- poutres chainages (30×35).
 - Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
 - Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}} + S_{\text{pch}}$
 - Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$
 - Surface des murs extérieurs : $S_{\text{mur ext}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

TableauII.8.Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
Terrasse et étages courants, RDC	12.13	3.51	15.64

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d’escalier P₁ :

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveau	q (KN/m ²)	S _{aff} (m ²)	Q (KN)
Terrasse accessible	1.5	15.64	23.46
9 ^{ème} étage	1.5	15.64	46.92
8 ^{ème} étage	1.5	15.64	68.03
7 ^{ème} étage	1.5	15.64	86.80
6 ^{ème} étage	1.5	15.64	103.22
5 ^{ème} étage	1.5	15.64	117.30
4 ^{ème} étage	1.5	15.64	129.03
3 ^{ème} étage	1.5	15.64	138.41
2 ^{ème} étage	1.5	15.64	145.45
1 ^{ème} étage	1.5	15.64	150.14
RDC	5	15.64	228.34

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.10. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

N _i	désignation	Section (m ²)	G total (KN)
N ₀	Acrotère	0.069	9.382
	Terrasse accessible	12.13	80.42
	Poids des p _p	0.3×0.4	12.30
	Poids des p _s	0.3×0.4	9.60
	Poids des p _{ch}	0.3×0.35	11.81
	total	/	123.51
N ₀ *	Venant de N ₀	/	123.51
	Poteau	0.4×0.4	12.24
	Mur ext	10.90	31.06
	Total	/	166.81

N₁	Venant de N ₀ *	/	166.81
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.3×0.4	12.30
	Poids des ps	0.3×0.4	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	total	/	262.99
N₁*	Venant de N ₁	/	262.99
	Poteau	0.4×0.4	12.24
	Mur ext	10.90	31.06
	total	/	306.29
N₂	Venant de N ₁ *	/	306.29
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.3×0.4	12.30
	Poids des ps	0.3×0.4	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	total	/	402.47

N₂*	Venant de N ₂	/	402.47
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Mur ext	10.90	31.06
	total	/	445.77
N₃	Venant de N ₂ *	/	445.77
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.3×0.4	12.30
	Poids des ps	0.3×0.4	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	total	/	541.95
N₃*	Venant de N ₃	/	541.95
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24

	Poids de mur ext	10.90	31.06
	total	/	555.25
N₄	Venant de N ₃ *	/	555.25
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.3×0.4	12.30
	Poids des ps	0.3×0.4	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	total	/	651.43
N₄*	Venant de N ₄	/	651.43
	Poids De poteau	0.4×0.4	12.13
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total	/	694.62

N₅	Venant de N ₄ *	/	694.62
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.3×0.4	12.30
	Poids des ps	0.3×0.4	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	Total	/	790.8
N₅*	Venant de N ₅	/	790.8
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total		834.1
N₆	Venant de N ₅ *	/	834.1
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.4×0.3	12.30
	Poids des ps	0.4×0.3	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	Total		930.28

N₆*	Venant de N ₆	/	930.28
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total	/	973.58
N₇	Venant de N ₆ *	/	973.58
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.4×0.3	12.30
	Poids des ps	0.4×0.3	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	Total	/	1069.76
N₇*	Venant de N ₇	/	1069.76
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total	/	1113.06
N₈	Venant de N ₇ *	/	1113.06
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.4×0.3	12.30
	Poids des ps	0.4×0.3	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	Total	/	1209.24
N₈*	Venant de N ₈	/	1209.24
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total	/	1252.54
N₉	Venant de N ₈ *	/	1252.54
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.4×0.3	12.30
	Poids des ps	0.4×0.3	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81

	Total		1348.72
N₉*	Venant de N ₉	/	1348.72
	Poids de poteau	0.4×0.4	12.24
	Poids de mur ext	10.90	31.06
	Total		1392.72
N₁₀	Venant de N ₉ *	/	1392.72
	Poids du plancher étage courant	12.13	62.47
	Poids des pp	0.4×0.3	12.30
	Poids des ps	0.4×0.3	9.60
	Poids des p.ch	0.3×0.35	11.81
	Total	/	1488.9
N₁₀*	Venant de N ₉	/	
	Poids de poteau	0.4×0.4	1488.9
	Poids de mur ext	10.90	12.231.06
	Total	/	1532.2

A la base : $\begin{cases} G = 1532.2\text{KN} \\ Q = 228.34\text{KN} \end{cases}$ Pour le poteau P₁

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1532.2 + 1.5 \times 228$$

$$N_u = 2410.98\text{KN}$$

B) Poteau central « P₂ » :

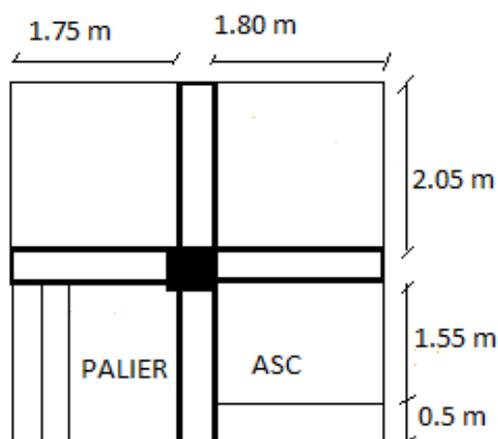


Fig. II.11.Poteau « P₂ » de la descente de charges

Tableau II.11.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂

niveau	Q _{étage} (KN /m ²)	S _{étage} (m ²)	Q _{escalier} (KN/m ²)	S _{escalier} (m ²)	Q _{étage} (KN)	Q _{escalier} (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	7.45	0	0	7.45	0	7.45
Terrasse accessible	1.5	10.41	2.5	2.76	15.61	6.90	29.96
Étage 9	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	55.04
Étage 8	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	80.12
Étage 7	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	105.2
Étage 6	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	130.28
Étage 5	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	155.36
Étage 4	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	180.44
Étage 3	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	205.52
Étage 2	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	230.57
Étage 1	1.5	10.41	2.5	3.79	15.61	9.47	255.65
RDC	5	10.41	2.5	3.79	52.05	9.47	280.73

Tableau II.12. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)	
Terrasse Inaccessible	N0*			0	
	Terrasse	7.27	6.33	46.02	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	P.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
Terrasse accessible	N0			69.12	
	Pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	terrasse	10.41	6.63	69.02	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0	0	0
Étage N°9	N1			188.41	
	pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	Plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
	N2			299.29	
Étage N°8	Pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	Plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
		palier	2.90	5.15	14.93

	Escalier	volée	0.89	7.87	7.00
Étage N°7	N3				410.17
	pot		0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24
	Plancher		10.41	5.15	53.61
	p.p		0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3
	p.s		0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
N4				521.05	
	Pot		0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24
Étage N°6	plancher		10.41	5.15	53.61
	p.p		0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3
	p.s		0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
	N5				631.93
Étage N°5	pot		0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24
	Plancher		10.41	5.15	53.61
	p.p		0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3
	p.s		0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
	N6				742.81

Étage N°4	Pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
Étage N°3	N7			853.69	
	pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	Plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
Escalier	palier	2.90	5.15	14.93	
	volée	0.89	7.87	7.00	
	N8			964.57	
Étage N°2	Pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	
	p.s	0.3×0.4 = 0.12	25×3.60	10.8	
Escalier	palier	2.90	5.15	14.93	
	volée	0.89	7.87	7.00	
Étage N°1	N9			1075.45	
	pot	0.4×0.4= 0.16	25×3.06	12.24	
	Plancher	10.41	5.15	53.61	
	p.p	0.3×0.4 = 0.12	25×4.10	12.3	

	p.s		$0.3 \times 0.4 = 0.12$	25×3.60	10.8
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
	N10				1186.33

RDC	Pot		$0.4 \times 0.4 = 0.16$	25×3.06	12.24
	Escalier	palier	2.90	5.15	14.93
		volée	0.89	7.87	7.00
	N11				1220.5

A la base : $\begin{cases} G = 1220.5 \text{ KN} \\ Q = 280.73 \text{ KN} \end{cases}$ Pour le poteau P₂

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1220.5 + 1.5 \times 280.73$$

$$N_u = 2068.77 \text{ KN}$$

B) Poteau central « P₃ » :

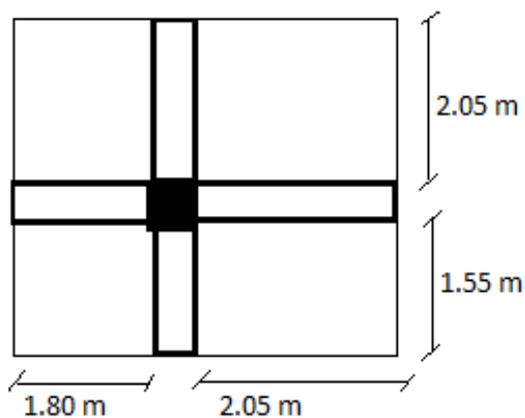


Fig. II.12. La descente de charges de Poteau « P₃ »

Tableau II.13. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P3 :

Niveau	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)	Q (KN)
Terrasse accessible	1.5	1.5	24.966
Étage 9	1.5	1.5+1.5	49.932
Étage 8	1.5	1.5+0.95*(1.5+1.5)	72.401
Étage 7	1.5	1.5+0.90*(1.5+1.5+1.5)	92.374
Étage 6	1.5	1.5+0.85*(1.5+1.5+1.5+1.5)	109.850
Étage 5	1.5	1.5+0.80*(1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	124.830
Étage 4	1.5	1.5+0.75*(1.5+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	137.313
Étage 3	1.5	1.5+0.7*(7*1.5)	147.299
Étage 2	1.5	1.5+0.65*(8*1.5)	154.789
Étage 1	1.5	1.5+0.6*(9*1.5)	159.782
RDC	5	5+9.6	234.002

Tableau II.14. Evaluation des surcharges « G » pour le poteau P3 :

NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)
Terrasse accessible (N°10)	N0*			0
	Terrasse	14.037	6.63	93.065
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.55	12.425
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3.90	13.650
Étage N°9	N0			119.140
	Pot	0.4*0.4 = 0.16	25*3.06	12.24
	N1*			131.380
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°8	N1			229.745
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N2*			241.985
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°7	N2			340.350
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N3*			352.59
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°6	N3			450.955
	Pot	0.16	25*3.06	12.240
	N4*			463.195

	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°5	N4			561.56
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N5*			573.8
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°4	N5			672.165
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N6*			684.405
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°3	N6			782.770
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N7*			795.01
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°2	N7			893.375
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N8*			905.615
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
Étage N°1	N8			1003.98
	Pot	0.16	25*3.06	12.24
	N9*			1016.220
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
RDC	N9			1114.585
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06	12.24
	N10*			1126.825
	Plancher	14.037	5.15	72.290
	p.p	0.14	25*3.55	12.425
	p.s	0.14	25*3.90	13.650
	N10			1225.19

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_u P_3 = 1.35 \times 1225.19 + 1.5 \times 234.002 = \mathbf{2005.009 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s P_3 = 1225.19 + 234.002 = \mathbf{1459.192 \text{ KN}}$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{Total}} = 1532.2 \text{ KN}, Q_{\text{Total}} = 228.34 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : **N_u = 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.15. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)
N ₁	166.81	23.46	260.38
N ₂	306.29	46.92	483.87
N ₃	445.77	68.03	703.83
N ₄	555.25	86.80	879.79
N ₅	694.62	103.22	1092.56
N ₆	834.1	117.30	1301.98
N ₇	973.58	129.03	1507.87
N ₈	1113.06	138.41	1710.25
N ₉	1252.54	145.45	1909.10
N ₁₀	1392.72	150.14	2105.38
N ₁₁ (base)	1532.2	228.34	2410.98

II.5.1. Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1532.2 + 1.5 \times 228.34 = 2410.98 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.1.1) on ne doit pas majorer pour les poteaux de rive l'effort de compression ultime N_u.

L'effort normal maximum N_u = **2410.98 KN**.

• **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2410.98 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.169 m^2$$

$$B \geq 0.167 m^2$$

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

Tableau II.16. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
RDC et 1^{er} étage	2410.98 × 10 ⁻³	2500 × 10 ⁻⁴	9.64	Vérifiée
2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} étage	1909.10 × 10 ⁻³	2025 × 10 ⁻⁴	9.42	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	1301.98 × 10 ⁻³	1600 × 10 ⁻⁴	8.13	Vérifiée
7^{ème}, 8^{ème} étage	879.79 × 10 ⁻³	1225 × 10 ⁻⁴	7.18	Vérifiée
9^{ème} étage	483.87 × 10 ⁻³	900 × 10 ⁻⁴	5.37	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

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

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

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

• **Vérification au flambement :**

D’après le (CBA 93), on doit vérifier que l’effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

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

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement

Tableau II.17. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{real} (cm ²)
50×50	2500	2.66	186.2	12.90	0.824	2304	2410.98	1330.17
45×45	2025	2.66	186.2	15.41	0.818	1849	1909.10	1061.00
40×40	1600	2.66	186.2	17.33	0.810	1444	1301.98	730.73
35×35	1225	2.66	186.2	19.81	0.799	1089	879.79	500.57
30×30	900	2.66	186.2	23.11	0.781	784	483.87	281.65

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

- **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

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

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

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.18. Pré vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _u (KN)	ν	Observation
RDC et 1^{er} étage	50×50	2500	2410.98	0.38	Non vérifiée
2^{ème} ,3^{ème} et 4^{ème} étage	45×45	2025	1909.10	0.37	Non vérifiée
5^{ème} ,6^{ème} étage	40×40	1600	1301.98	0.32	Non Vérifiée
7^{ème} , 8^{ème} étage	35×35	1225	879.79	0.28	Vérifiée
9^{ème} étage	30×30	900	483.87	0.21	Vérifier

II.6. Conclusion :

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

-Poutres principales : $30 \times 40 \text{cm}^2$.

-Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{cm}^2$.

-Poteaux du RDC, étage1: $60 \times 60 \text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 2, 3, et 4 : $55 \times 55 \text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 5 et 6 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 7 et 8 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.

-Poteaux du étage 9 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.

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 ne 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.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

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 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.

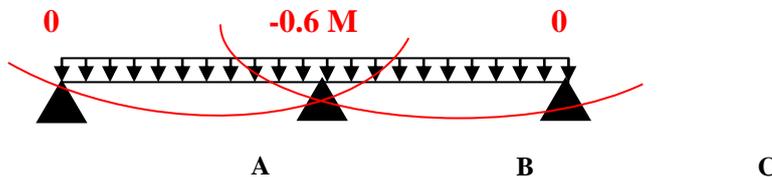


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

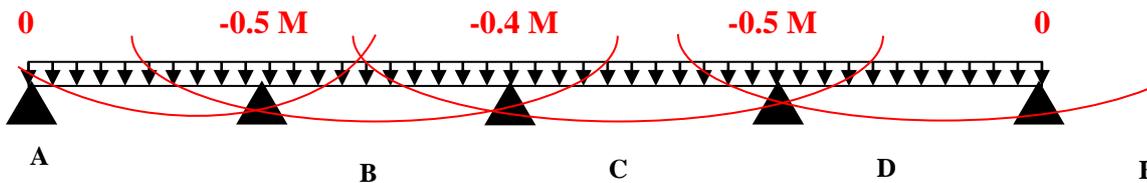


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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 :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• 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.

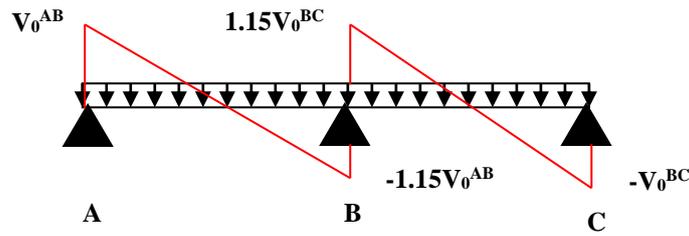


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

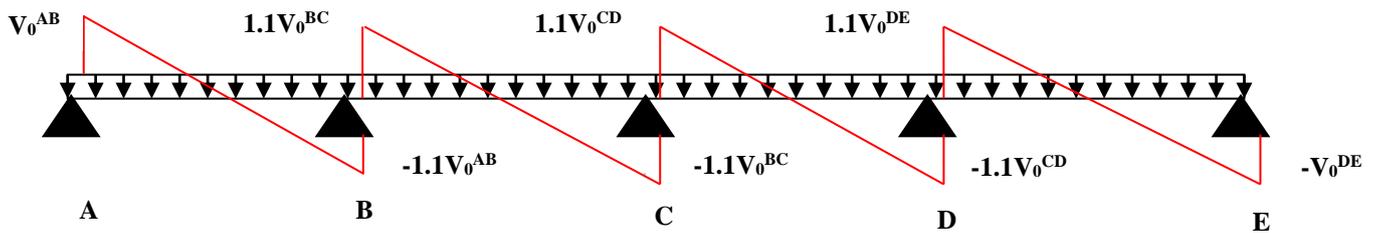


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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 :

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

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 :

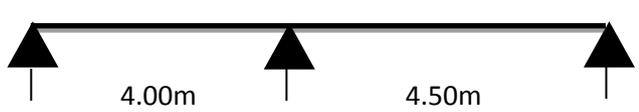
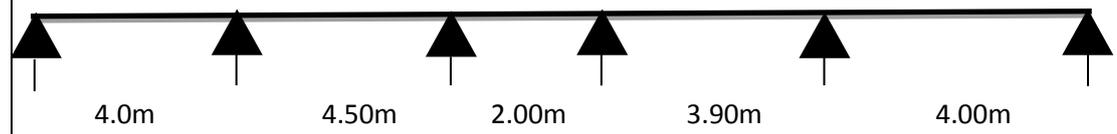
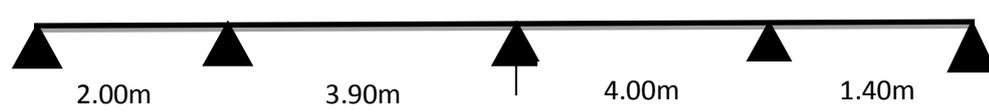
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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 4 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	

- 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 :

$G = 6.44 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0.65 = (1,35 \times 6.44 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.626 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.44 + 1) \times 0,65 = 4.836 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher terrasse accessible :**

$$G=6.63\text{KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0.65 = (1,35 \times 6.63 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 7.280\text{KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.63 + 1.5) \times 0,65 = 5.284 \text{ KN/ml}$$

▪ **Plancher étage courant**

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5.15 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5.981 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.15 + 1,5) \times 0,65 = 4.322\text{KN/ml}$$

▪ **Plancher étage RDC (étage commercial)**

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5.15 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9.394 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.15 + 5) \times 0,65 = 6.597\text{KN/ml}.$$

• **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 (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.44	1.0	10.194	6,626	7.440	4.836
Terrasse accessible	6.63	1.5	11.200	7.280	8.130	5.284
Plancher Etage courant	5.15	1.5	9.200	5.981	6.650	4.322
Plancher Etage RDC	5.15	5	14.450	9.394	10.150	6.597

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont satisfaites que pour le type 1.

Le rapport (l_i / l_{i+1})est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

Exemples de calcul :

• **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse accessible :**

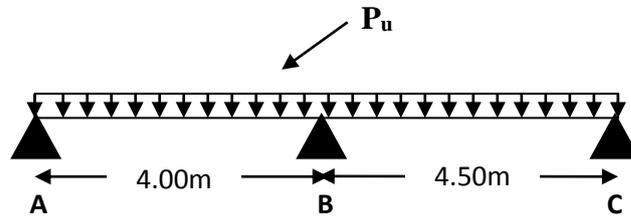
Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.63, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.

- $L_i / l_{i+1} = 4.00 / 4.50 = 0.888$ 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. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$p_u = 7.28 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 5.284 \text{ KN/m}^2$$

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 :

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{7.28 \times (4.00)^2}{8} = 14.560 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{7.28 \times (4.50)^2}{8} = 18.427 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.284 \times (4.00)^2}{8} = 10.568 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5.284 \times (4.50)^2}{8} = 13.375 \text{ KN.m}$$

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

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS)(KN.m)
A-B	14.560	10.568
B-C	18.427	13.375

• Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

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

A L'ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times 18.427 = -2.764 \text{ KN.M}$

A L'ELS : $M_A = M_C = -0.15 \times 13.375 = -2.006 \text{ KN.M}$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(14.560; 18.427) = -11.056 \text{ KNm.}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(10.568; 13.375) = -8.025 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.63} = 0.184$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.184 = 1.055$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.184}{2} = 0.627$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0+11.056}{2} \geq 1.055 \times 14.560 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.184}{2} \times 14.560 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.832 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.137 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.832, 9.137) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.832 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{11.056 + 0}{2} \geq 1.055 \times 18.427 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.184}{2} \times 18.427 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 13.912 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 11.564 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(13.912, 11.564) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 13.912 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

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

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{7.28 \times 4.00}{2} = 14.56 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = -16.744 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = 1.15 \frac{7.28 \times 4.50}{2} = 18.837 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times 1}{2} = -16.38 \text{ KN}$$

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

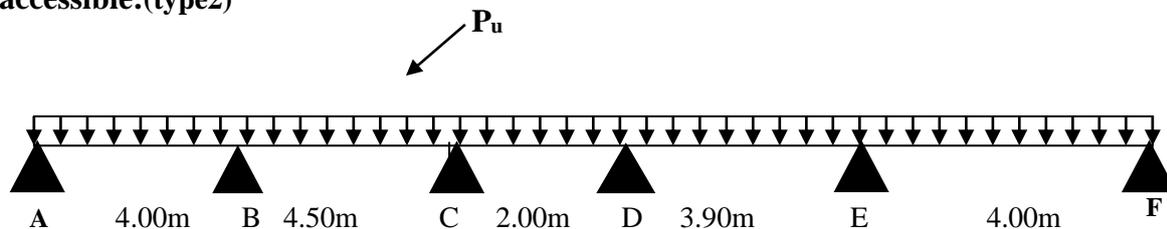
Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1) :

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	4.00	7.28	14.560	-2.764	-11.056	9.832	14.56	-16.744
	BC	4.50	7.28	18.778	-11.056	-2.764	13.912	18.837	-16.380

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (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	4.00	5.284	10.568	-2.006	8.025	7.136
	BC	4.50	5.284	13.375	8.025	-2.006	8.580

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher terrasse accessible:(type2)



$L_i/L_{i+1}=4.50/2.00=2.25 \notin [0.8;1.25]$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.63 = 4.420 \text{ KN} / m^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 5.341 \text{ KN} / m$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.848 \text{ KN} / m$$

A l'ELU :

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

$$= -0.15 \times M_0 M_0 = (ql^2) \div 8$$

A l'ELU : $M_A = M_B = -2.0227 \text{ KN} \cdot \text{M}$

A L'ELS : $M_A=M_B=-1.461$ KN.M

$$M_B = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 5.341 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.00 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4.50 = 3.60 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{5.341 \times (4.00^3 + 3.60^3)}{8.5 \times (4.00 + 3.60)} = -9.148 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4.50 = 3.6 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 2 = 1.6 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{5.341 \times (3.6^3 + 1.6^3)}{8.5 \times (3.6 + 1.6)} = -6.132 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 2 = 1.6 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m.}$$

$$M_D = -\frac{5.341 \times (1.6^3 + 3.12^3)}{8.5 \times (1.6 + 3.12)} = -4.588 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 4.00\text{m.}$$

$$M_E = -\frac{5.341 \times (3.12^3 + 4.00^3)}{8.5 \times (3.12 + 4.00)} = -8.328\text{KN.m}$$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{4.00}{2} - \frac{0 - (-9.148)}{7.280 \times 4.00} = 1.685\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{7.28 \times 1.685}{2} \times (4.00 - 1.685) = 14.198\text{KN.m}$$

$$M(x) = 14.198 + \left(-9.148 \times \frac{1.685}{4.00}\right) = 10.345\text{KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4.50}{2} - \frac{-9.148 - (-6.132)}{7.28 \times 4.50} = 2.34\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{7.28 \times 2.34}{2} \times (4.50 - 2.34) = 8.517\text{KN.m}$$

$$M(x) = 8.517 - 9.148 \times \left(1 - \frac{2.34}{4.50}\right) - 6.132 \times \frac{2.34}{4.50} = 10.818\text{KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{2.00}{2} - \frac{-6.132 - (-4.588)}{7.28 \times 2.00} = 1.106\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{7.28 \times 1.106}{2} \times (2.00 - 1.106) = 3.599\text{KN.m}$$

$$M(x) = 3.599 - 6.132 \times \left(1 - \frac{1.106}{2.00}\right) - 4.588 \times \frac{1.106}{2.00} = -1.67\text{KN.m}$$

Travée DE

$$x = \frac{3.9}{2} - \frac{-4.588 - (-8.328)}{7.28 \times 3.9} = 1.818m$$

$$M_0(x) = \frac{7.28 \times 1.818}{2} \times (3.9 - 1.818) = 13.776KN.m$$

$$M(x) = 13.776 - 4.588 \times \left(1 - \frac{1.818}{2.00}\right) - 8.328 \times \frac{1.818}{3.9} = 7.434KN.m$$

Travée EF

$$x = \frac{4}{2} - \frac{-8.328 - (-0)}{7.28 \times 4} = 2.285m$$

$$M_0(x) = \frac{7.28 \times 2.285}{2} \times (4.00 - 2.285) = 14.284KN.m$$

$$M(x) = 14.284 - 8.328 \times \left(1 - \frac{2.285}{4.00}\right) - 0 = 10.713KN.m$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{7.28 \times 4.00}{2} + \frac{-9.148 - 0}{4.00} = 12.273KN$$

$$V_B = -\frac{7.28 \times 4.00}{2} + \frac{-9.148 - 0}{4.00} = -16.847KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{7.28 \times 4.50}{2} + \frac{-6.132 + 9.148}{4.5} = 17.050KN$$

$$V_C = \frac{-7.28 \times 4.5}{2} + \frac{-6.132 + 9.148}{4.5} = -15.709KN$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{7.28 \times 2.00}{2} + \frac{-4.58 + 6.132}{2.00} = 8.056KN$$

$$V_D = -\frac{7.28 \times 2.00}{2} + \frac{-4.58 + 6.132}{2.00} = -6.504KN$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{7.28 \times 3.9}{2} + \frac{-8.320 + 4.580}{3.9} = 13.237 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{7.28 \times 3.9}{2} + \frac{-8.320 + 4.58}{3.9} = -15.154 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{7.28 \times 4.00}{2} + \frac{0 + 8.320}{4.00} = 16.640 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{7.28 \times 4.00}{2} + \frac{0 + 8.32}{4.00} = -12.480 \text{ KN}$$

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.00	7.28	-2.142	-9.148	1.685	10.345	12.273	-16.847
	BC	4.50	7.28	-9.148	-6.132	2.340	10.818	17.050	-15.709
	CD	2.00	7.28	-6.132	-4.588	1.106	-1.679	8.056	-6.504
	DE	3.90	7.28	-4.588	-8.328	1.818	7.43444	13.237	-15.154
	EF	4.00	7.28	-8.328	-2.142	2.285	10.713	16.640	-12.48

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.00	5.284	-1.461	-6.591	1.685	6.452
	BC	4.50	5.284	-6.591	-4.410	2.340	5.774
	CD	2.00	5.284	-4.410	-3.305	1.106	-2.665
	DE	3.90	5.284	-3.305	-6.00	1.818	3.668
	EF	4.00	5.284	-6.00	-1.461	2.285	6.782

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	1.40	7.28	-1.6	-4.603	0.248	0.224	1.808	-8.383
	BC	3.90	7.28	-4.603	-8.328	1.818	7.438	13.240	-15.146
	CD	4.00	7.28	-8.328	-1.6	2.285	10.693	16.642	-12.478

A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.9:

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	1.40	5.284	-1.15	-3.31	0.248	0.168
	BC	3.90	5.284	-3.31	-6.00	1.818	5.436
	CD	4.00	5.284	-6.00	-1.15	2.285	7.780

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.00	7.28	-1.60	-4.709	0.677	1.666	4.926	-9.634
	BC	3.9	7.28	-4.709	-6.277	1.895	8.359	13.412	-14.98
	CD	4.00	7.28	-6.277	-4.851	2.049	9.005	15.273	-13.847
	DE	1.4	7.28	-4.851	-1.60	1.176	0.183	7.521	-2.670

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.00	5.284	-1.58	-3.393	0.677	1.218
	BC	3.9	5.284	-3.393	-4.523	1.895	6.098
	CD	4.00	5.284	-4.523	-3.495	2.049	6.567
	DE	1.4	5.284	-3.495	-1.58	1.176	0.137

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (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	4.00	5.981	11.96	-2.270	-9.083	8.31	11.962	-13.75
	BC	4.50	5.981	15.139	-9.083	-2.270	11.61	15.475	-13.45

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (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	4.00	4.322	8.644	-1.641	-6.594	8.402
	BC	4.50	4.322	10.940	-6.564	-1.641	5.949

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.00	5.981	-1.699	-7.665	1.68	8.438	8.129	-15.794
	BC	4.50	5.981	-7.665	-5.138	2.344	8.767	14.720	-12.193
	CD	2.00	5.981	-5.138	-3.844	1.108	-1.465	6.628	-5.334
	DE	3.90	5.981	-3.844	-6.978	1.816	6.016	10.095	-13.229
	EF	4.00	5.981	-6.978	-1.699	2.292	8.729	13.706	-10.217

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.00	4.322	-1.217	-5.493	1.68	6.118
	BC	4.50	4.322	-5.493	-3.682	2.344	6.375
	CD	2.00	4.322	-3.682	-2.755	1.108	-1.032
	DE	3.90	4.322	-2.755	-5.001	1.816	4.379
	EF	4.00	4.322	-5.001	-1.217	2.292	6.326

Ferraillage des poutrelles:

Exemple de calcul Terrasse accessible:

$$M_t = 13.912 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -11.056 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.764 \text{ KN.m}$$

$$V = 18.837 \text{ KN}$$

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 ferraillage et la vérification de la flèche, on prend $b=65\text{cm}$ au lieu de $b=40\text{cm}$ ($b=40\text{cm}$ est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 4.50 m

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

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{13.912 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.059$$

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

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.912 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

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

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

$$M_u = 11.056 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.056 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.24$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}) = 0.348 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.348) / 0.348] = 6.55 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

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

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

Avec :

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.348) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.056 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

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

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

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

On opte pour 1HA12+1HA10 avec A=1.92cm².

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

$$M_u = 2.76 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.764 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.06$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.07$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.07) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.764 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm².

Vérifications à ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\max} = 18.837 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{18.837 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.046 \text{ Mpa}$$

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

(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 ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 100 / 10, 8\} = 5.71mm$$

On adopte un étrier $\Phi 6$.

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

• **Espacement S_t :**

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (1.046 - 0.3 \times 2.1)} = 43.84cm$$

$$S_t \leq 43.84cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

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

Soit $S_t = 15cm$.

• **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])

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

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (0.65 - 0.10) / 2$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 18.837 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.22 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages 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]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 18.837 \times 10^{-3} / 400 = 0.54 \text{cm}^2$$

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

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{m}^2.$$

$$1.15 / 400 (18.837 \times 10^{-3} - 10.70 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.35 \text{cm}^2$$

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

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

$$V_u = 0.01696 \text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire xz

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 35.4y - 652.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.85 \text{ cm}$

Calcul de I :

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

$$I = 8324.32 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -8.025 \text{ KN.m} ; A = 1.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.88 \text{ cm}.$

Calcul de I :

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

$$I = 4646.78 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 11.881 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis rives :

$$M_{ser} = -2.006 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 7.5y - 135 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

Après résolution de l'équation (3) : $y = 4.391 \text{ cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 1671.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Etat limite de déformation

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.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$.
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

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 : $\frac{h}{L} = \frac{20}{490} = 0.040 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une 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 :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

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 :

$y = 7.44 \text{ cm}$.

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$v = 7.02 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$I_0 = 20213.29 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$

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

$$E_i = 23164.20 \text{ MPa.}$$

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

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

• **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 $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.75 = 2.44 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.63 = 4.30 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.63 + 1.5) = 5.28 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 9.891 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = 18516.56 \text{ cm}^4$$

$$I = 8322.66 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.01311$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.01311} = 3.25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.3$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.5 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^2}{8.332266} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 114.27$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.5 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^2}{8.332266} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 204.42$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.891 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^2}{8.332266} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 251.17$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01311 \times 204.42 + 2.1} = 0.71 > 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01311 \times 114.27 + 2.1} = 0.55 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01311 \times 251.17 + 2.1} = 0.759 > 0$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{fij} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + 3.25 \times 0.55} = 7300 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{fig} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + 3.25 \times 0.71} = 6158 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{fip} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + 3.25 \times 0.759} = 5875 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \quad I_{fvj} = \frac{1.1 \times 18516.56}{1 + 1.3 \times 0.71} = 10591.896 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \quad f_{ij} = \frac{4.5 \times 4.5^2}{10 \times 3 \times 10721.4 \times 0.000073} = 0.00388 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \quad f_{gi} = \frac{8.05 \times 4.5^2}{10 \times 3 \times 1072.4 \times 0.00006158} = 0.00815 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \quad f_{pi} = \frac{9.891 \times 4.5^2}{10 \times 3 \times 10721.4 \times 0.000585} = 0.01059 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \quad f_{vg} = \frac{8.05 \times 4.5^2}{10 \times 10721.4 \times 0.0001059} = 0.0143 \text{ m}$$

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

$\Delta f = 0.01286m > f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.009m$ la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 1HA12 + 2HA14 = 4.21cm^2 \\ A_a = 1HA8 = 0.5cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.02	13380	21820	11908	10949	10380	16253	0.61	0.90

Pour le plancher étage courant, 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.17.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	11.61	0.038	0.048	0.176	1.90	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	-9.083	0.19	0.46	0.146	1.78	0.21	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	-2.27	0.007	0.049	0.176	0.47	0.21	1HA8 0.5

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles plancher étage courant ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 2HA10 + 1HA12 = 2.70cm^2 \\ A_a = 1HA8 = 0.5cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.5	2.7	4.67	6.42	8.31	9317.4	19540
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)

4.15	8127.1	7350.4	6901.4	12063	0.84	0,9
------	--------	--------	--------	-------	-------------	------------

Tableau III.19. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	A choisit (cm^2)
En travée	9.474	0.031	0.040	0.177	1.536	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	-6.28	0.136	0.18	0.166	1.082	0.21	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	-1.334	0.028	0.036	0.177	0.215	0.21	1HA8 0.5

Tableau III.20. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	$A_s (\text{cm}^2)$	$M_{jser} (\text{KN.m})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$M_{pser} (\text{KN.m})$	I (cm^4)	$I_0 (\text{cm}^4)$
3.9	2.36	3.52	5.94	6.88	8323	18517
Y (cm)	$I_{fji} (\text{cm}^4)$	$I_{fji} (\text{cm}^4)$	$I_{fpi} (\text{cm}^4)$	$I_{fgv} (\text{cm}^4)$	$\Delta f (\text{cm})$	$f_{adm} (\text{cm})$
3.91	8173.9	6657.7	6657.7	12756	0.63	0.78

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

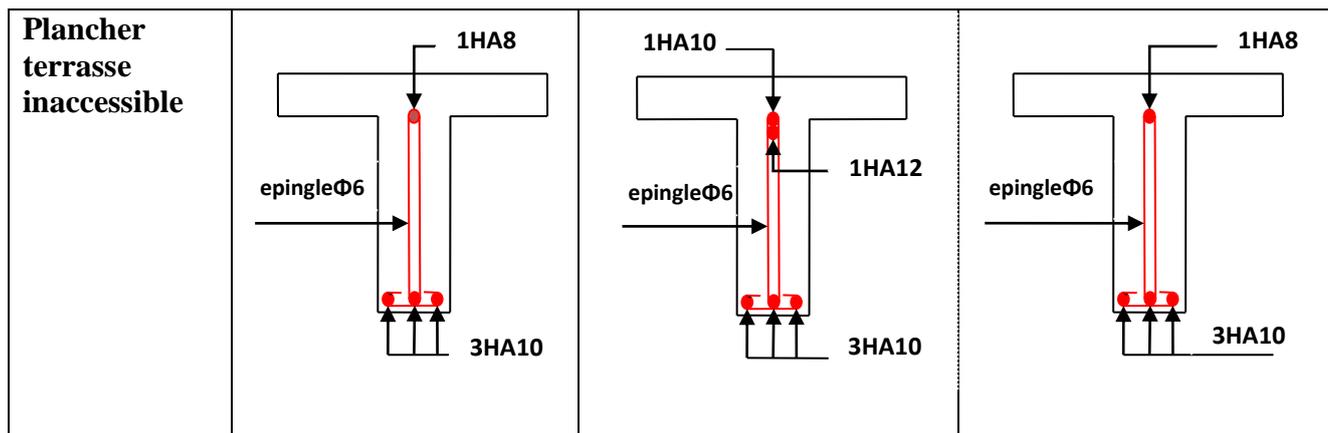
Tableau III.21. Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm^2)
		Section calculée (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	
Terrasse accessible	Appuis de rive	0.47	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,78	1HA12+1HA10 1.92	2HA6 0,57
	Travée	1.90	2HA14+1HA12 = 4.21	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,47	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,78	1HA12+1HA10 1,92	2HA6 0,57

	Travée	2.21	2HA10+1HA12 2.70	2HA6 0,57
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.215	3HA10 2.36	2HA6 0.57
	Appuis intermédiaire	1.082	1HA12+1HA10 1.082	2HA6 0.57
	Travée	1.536	3HA10 2.36	2HA6 0.57

Tableau III.22.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
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 :**

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

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm..... condition vérifiée.

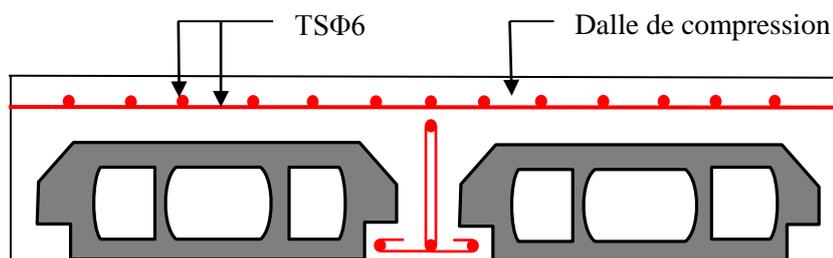


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

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.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

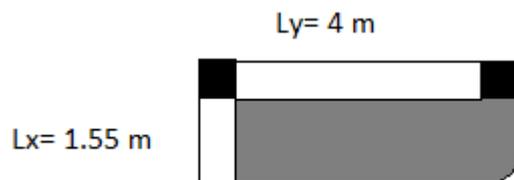
1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

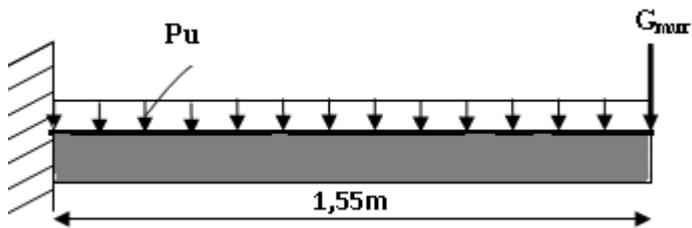
A).1^{er} Type de Balcon : C'est un balcon (dalle sur deux appuis)



On a : $L_x = 1.55\text{m}$,

$L_y = 4\text{m}$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.



Soit :

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

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

La charge concentrée

$$q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.4 + 1.5 \times 3.5) = 11.19 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(11,19 \times 1.55^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 1.55 \times 1.3 \times 1.2 = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (16.71 \times 1.55) + 1 \times 1,35 \times 1.2 \times 1.3 = 20.25 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{16.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0.118, \quad \mu_{bu} < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.157 ; Z = 9.4 \text{ cm}$$

$$A_s = (16.71 \times 10^{-3} / 0.094 \times 348) = 5.1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopt $A_t = 5.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 5HA12/ml = $5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (5.65 / 3) = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 5HA8/ml = $2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	A calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
16.71	0.118	0.157	0.940	5.1	0.96	5HA12/ml = 5.65

• **Vérification de l'espacement :**

Sens principale // L_x : $A_t^x = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 24\text{cm}$$

On a choisi 5HT12, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

Sens secondaire // L_y : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,2025 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.4+3.5) = 7,9 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(7,9 \times 1.55^2)/2] + 1.56 \times 1.55 = 11.91 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 997.5 = 0$$

$$y = 3,69 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,69^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3,69)^2$$

$$I = 5049.19 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$\sigma_{bc} = (11.91 \times 10^{-3} \times 0.0369) / (5049.19 \times 10^{-8}) = 8.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration du béton .

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 11.91 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0369)] / [5049.19 \times 10^{-8}] = 223.259 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc on redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{11.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 5,9 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.36$

$$A_{st} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **La flèche :**

1. $\frac{e}{l} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.62 \dots\dots\dots$ Vérifié
2. $\frac{A}{b \times d} = 0.0006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots$ Vérifié

• **Schéma de ferrailage :**

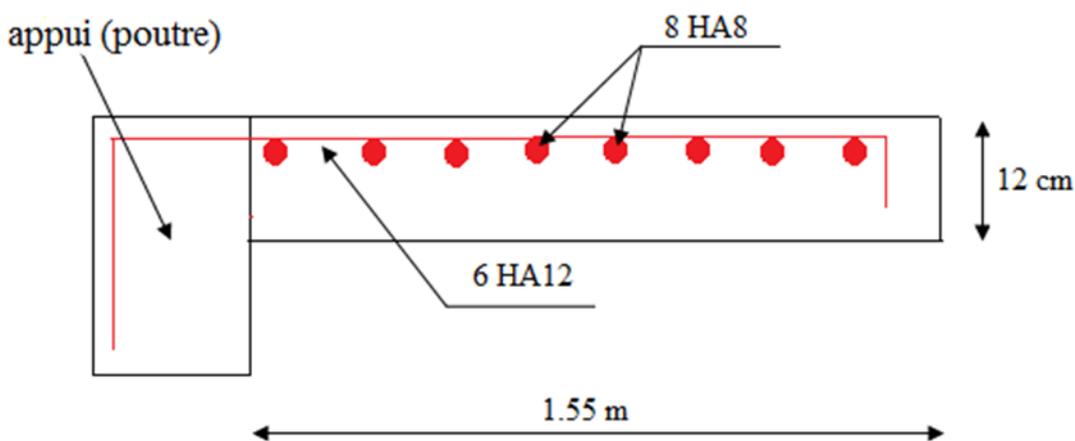
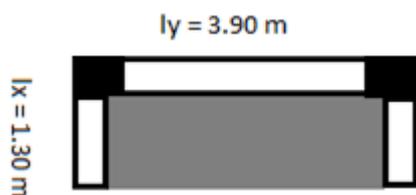


Figure III .6. Schéma de ferrailage du balcon type N°1

B).2^{ème} type : dalle sur trois appuis :



$$L_x = 1.3 \text{ m}$$

$$L_y = 3.9 \text{ m}$$

• **Evaluation des charges :**

A l'ELU :

$$Pu = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$Pu = (1,35 \times 4,4 + 1,5 \times 1,5) = 8,19 \text{ KN/m}$$

$$Ps = (4,4 + 1,5) = 5,9 \text{ KN/m}$$

$$l_x = 1,3 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1,95 \text{ m. Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{8,19 \times 1,3^2 \times 3,9}{2} - \frac{2 \times 8,19 \times 1,3^3}{3} = 14,99 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8,19 \times 1,3^3}{6} = 3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{5,9 \times 1,3^2 \times 3,9}{2} - \frac{2 \times 5,9 \times 1,3^3}{3} = 10,80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{5,9 \times 1,3^3}{6} = 2,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\text{panneau de rive } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 12,741 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2,55 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 9,18 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 1,836 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0,5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

• Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -4,49 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -3,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -7,495 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -5,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 5,32 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{12,74 \times 10^{-3}}{1 \times 10^2 \times 14,2} = 0,0897, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,1176 ; Z = 9,5 \text{ cm}$$

$$As = (12,74 \times 10^{-3} / 0,095 \times 348) = 3,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1 / 400 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

Donc on adopt $A_t = 3.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 5HA10/ml = $3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 4) = (3.93 / 4) = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Résultats de ferrailage du 2^{er} type de dalle :

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	A adoptée (cm²)
12.74	0.0897	0.117	0.950	3.85	1.2	5HA10/ml = 3.93

• **Vérification de l'espacement :**

Sens principale // L_x : $A_t^x = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

On a choisi 5HT10, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

Sens secondaire // L_y : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

On a choisi 5HT10, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

Ferrailage des appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{4.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0316, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 ; Z = 9.8\text{cm}$$

$$A_s = (4.49 \times 10^{-3} / 0.098 \times 348) = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

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

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

$$A_{min}=0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1 / 400 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

Donc on adopt $A_t = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 3HA8/ml = $1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Les armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Ferraillage des appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{7.495 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0527, \quad \mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0678; \quad Z = 0.0972 \text{ m}$$

$$A_s = (7.495 \times 10^{-3} / 0.0972 \times 348) = 2.21 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1 / 400 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

Donc on adopt $A_t = 2.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 5HA8/ml = $2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Les armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.053 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G + Q)$$

$$P_s = (4.4 + 1.5) = 5.9 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 9.18 \text{ KN.m}$$

Vérification de σ_{bc} :

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.93) y - (15 \times 3.93 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 589.5 = 0$$

$$y = 2.89 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 2.89^3 + 15 \times 3.93(10 - 2.89)^2$$

$$I = 3784.63 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (9.18 \times 10^{-3} \times 0.0289) / (3784.63 \times 10^{-8}) = 7.00 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque de fissuration du béton .}$$

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 9.18 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0289)] / 3784.63 \times 10^{-8} = 258.69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée, donc on redimensionner la section des aciers.}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 4.55 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.32$

$$A_{st} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **La flèche :**

3. $\frac{e}{l} = 0.092 \geq \frac{1}{16} = 0.62 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

4. $\frac{A}{b \times d} = 0.000565 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

Tableau III.25. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	12.74	0.0897	0.1176	0.095	3.85	1.2	3.93	33
En appui								
X et Y rive	4.49	0.03316	0,04	0,098	1.31	1.2	1.51	25
X et Y intermédiaire	7.495	0.0527	0.0678	0.0972	2.21	1.2	2.51	25

• Schéma de ferrailage :

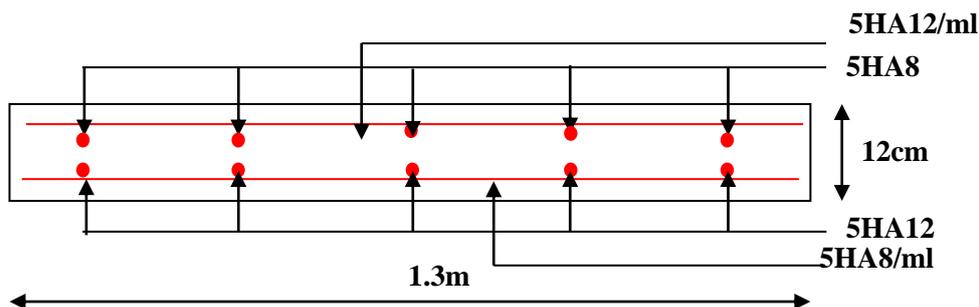


Fig. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2.

III.3. les Escaliers :

III.3.1. 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.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

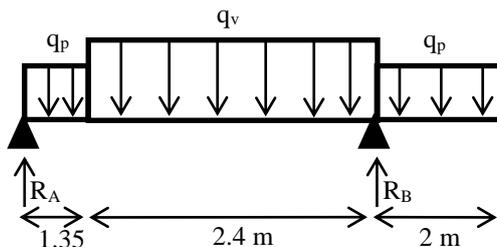


Fig. III.8. schémas statique d'escalier

Sollicitations dans l'escalier des étages de service et d'habitation

Ce type d'escalier est composé de : palier ($e = 15 \text{ cm}$) ; volée ($e = 15 \text{ cm}$).

Etude de la Volée (I et II) :

On a: $G_v = 7.87 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 5.15 \text{ kn/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

Combinaison de charge

ELU: $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 14.37 \text{ kn/m}$; $q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 10.70 \text{ kn/m}$

ELS: $q_v = G_v + Q = 10.37 \text{ kn}$; $q_p = G_p + Q = 7.65 \text{ kn/m}$

Réactions aux appuis :

Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 14.04 \text{ kn}$$

$$R_B = 62.158 \text{ kn}$$

Sollicitations :

Tronçon [0 - 1.35] :

$$x = 0, \begin{cases} V = -14.04 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases} \quad x = 1.35, \begin{cases} V = 0.405 \text{ KN.} \\ M = 9.20 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$X = 1.31 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 9.21 \text{ KN.m}$$

Tronçon [1.35 - 3.75] :

$$x = 1.35, \begin{cases} V = 0.40 \text{ KN.} \\ M = 9.20 \text{ KN.m} \end{cases} \quad x = 3.75, \begin{cases} V = 34.88 \text{ KN.} \\ M = -33.15 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tronçon [0 - 2] :

$$x = 0, \begin{cases} V = 5.87 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases} \quad x = 2, \begin{cases} V = 27.27 \text{ KN.} \\ M = -33.14 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Sollicitations maximales :

L'ELU :

$$M^{max}=9.21K N.m$$

En travée : $M_t^u = 0.75 \times M^{max} = 6.44 KN.m$.

En appuis : $M_a^u = - 33.15 KN.m$

Effort tranchant : $V = 62.158 KN.m$

L'ELS :

Après calcul on trouve : $\begin{cases} RA = 10.03 kn \\ RB = 44.85 kn \end{cases}$

$$M^{max}=6.57K N.m$$

En travée : $M_t^s = 0.75 \times M^{max} = 4.92 KN.m$.

En appuis : $M_a^s = -0.5 \times M^{max} = -24.02 KN.m$

Calcul du ferrailage :

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

Avec : $\begin{cases} b = 100cm \\ h = 15 cm \\ d = 13 cm \end{cases}$ et $\begin{cases} Mt = 6.44 kn.m \\ Ma = -33.15kn.m \end{cases}$

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

TableauIII.26. Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	6.44	0.026	0.034	0.128	1.38	4HA10=3.14
En appuis	-33.15	0.138	0.186	0.120	7.92	6HA14=9.24

On ferraille avec A_{min}

$$A_{min}=(0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1) / 400$$

$$A_{min}=1.56(cm^2/ml)$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.478 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28} , 4MPa] = 3.25 Mpa, FN$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement

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

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$ on choisit 5HA8 = 2.51 cm²/ml

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$ on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

• **Espacement des barres**

Armatures principales : $St \leq \min (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm en travée}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm en appuis}$$

On adopte $\begin{cases} 33 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm en travée}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm en appuis on adopte } \begin{cases} 30 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$M_t^s = 4.92 \text{ KN.m.}, M_a^s = -24.02 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$50y^2 + 138.6y - 1801.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.77 \text{ cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 13005.49 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 12.158MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Condition vérifiée.

En travée :

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.06cm$

Calcul de I:

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

$$I = 5608.74cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.51MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche : dans la partie 1 de l'escalier**

Si les conditions suivante sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition non-vérifié.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Pour le ferrailage choisit ($A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$) au niveau des travées

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier (volée+palier)

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.75	3.14	8.47	10.72	14.45	5608.74	188924.8
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.05	93497	66737	49501	112602	0.14	0.71

• Vérification de la flèche : dans le palier (console)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : il n'y a pas lieu de vérifier la flèche dans le palier

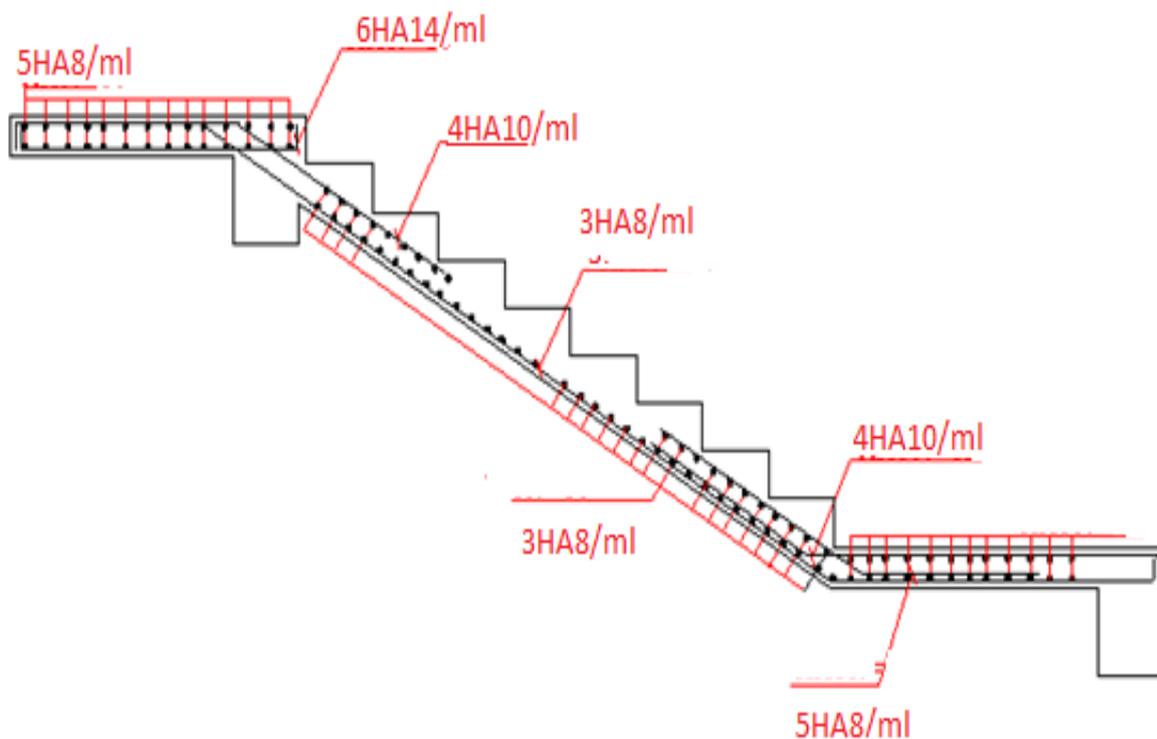


Fig. III.9. Schéma de ferrailage d'escalier

III.3.2. Etude de la poutre palière

III.3.2.1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

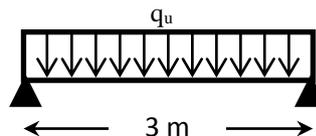


Fig. III.10. schémas statique de la poutre palière

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \text{ RPA99/2003} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

dans notre cas après avoir fait les calculs on a trouvé qu'on a un moment important et la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée donc on a augmenté la section de la poutre

On prend: $h = 45 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$.

Les charges sur la poutre

g_0 : poids propre de la poutre ; avec $g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ kn/ml}$

Les sollicitations sur la poutre palière

L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 62.158 \text{ kn/m}$ $g_0 = 4.5 \text{ kn/ml}$ $P_u = 1.35(g_0) + R_B$ $P_u = 68.65 \text{ kn/ml}$ $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 77.24 \text{ kn.m}$ $M_t = 0.85 \times M_0 = 65.65 \text{ kn.m}$ $M_a = -0.4M_0 = -30.89 \text{ kn.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 102.975 \text{ kn}$	$R_B = 44.85 \text{ kn/ml}$ $g_0 = 4.5 \text{ kn/ml}$ $P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 49.35 \text{ kn/ml}$ $M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 55.52 \text{ kn.m}$ $M_t = 0.85 \times M_0 = 47.19 \text{ kn.m}$ $M_a = -0.4M_0 = -22.21 \text{ kn.m}$

III.3.2.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

Tableau III.29. Section d'armature à la flexion simple

	M (kn.m)	μ	α	Z (m)	$A_{flexion}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	65.65	0.0625	0.0807	0.416	4.53	2.08
En appuis	-30.89	0.0294	0.0373	0.423	2.1	2.08

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 0.4 \times 0.2 / 400 = 0.8 \text{ cm}^2$$

Avec, $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.2.3. Calcul de la section d'armature à la torsion :

Le moment dans la paillasse M_a (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$$M_{tor} = M_a = 33.15 \text{ kn.m/ml} ; \quad M_{tor}^{max} = M_{tor} \times \frac{L}{2} = 49.725 \text{ kn.m}$$

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. **BAEL (Art A.5.4.22)**

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

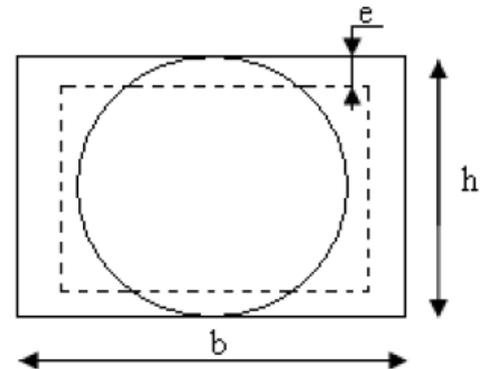
Ω : Air du contour tracé à mi hauteur.

e : Épaisseur de la paroi.

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = 56.66 \text{ cm} .$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 143.36 \text{ cm}$$



- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 9.193 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

Si on fixe S_t à 20 cm ;

$$A_t^{tors} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures longitudinales globale**

En travée :

$$A_t^t = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 4.53 + \frac{9.193}{2} = 9.1265 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A^a = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.10 + \frac{9.193}{2} = 6.70 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_{flex}^2} = 2.988$ or $\tau_{flex} = 0.478 \text{ MPa}$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = 2.95 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Choix des armatures

Pour A_t^t on choisit 4HA14+4HA12 = 10.68 cm²

Pour A^a on choisit 6HA12 = 6.78 cm²

Pour A_{trans} on choisit 2 cadre $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 9 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 17.46 \text{ cm}^2 \text{ RPA (Art 7.5.2.1)}$$

III.3.2.4. Vérification à l'ELS

III.3.2.4.1. Vérification des contraintes

Tableau III.30. Vérification des contraintes

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
47.19	13.39	185659.6572	3.388	15

- Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

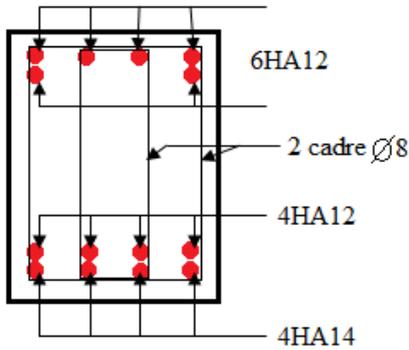


Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.4.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.4.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
- $G_{mur} = 2.85 (3.06 - 0.35) = 7.72 \text{ KN/ml}$.

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur} + G_{planché} \times 0.7) + 1.5 \times 0.7 \times Q = 20.41 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 51.66 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 45.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + G_{planché} \times 0.7 + Q \times 0.7 = 15 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 37.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 38.75 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 28.48 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{ Appuis } \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -25.83 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -18.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.3. Ferrailage :

Tableau III.31. Ferrailage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	38.75	0.0835	0.1092	0.3156	3.53	3HA14 = 4.62	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$
Appuis	- 25.83	0.0556	0.0716	0.3205	2.32	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$

III.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.464 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

III.4.5. Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 1.54 \text{ m.}$
- $S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m.}$
- $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}$; $k = 1$, car $\begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$
 $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.32. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	28.48	0.1025	4.663×10^{-4}	6.26	15	208.3	201.64
Appuis	- 18.99	0.0772	2.723×10^{-4}	5.38	15	264.45	201.64

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau III.33. Revérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	β	α	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	Commentair
Travée	26.484	3.89×10^{-3}	0.30	4.76	3HA12 +1HA14 = 4.93	5.69	vérifiée
Appuis	- 18.99	2.88×10^{-3}	0.26	3.12	4HA10= 3.14	4.82	vérifiée

➤ RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a \dots\dots$ vérifiée

III.4.7.Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$h = 0.35 \text{ m} > 0.0625(4.5) = 0.28125m.$$

$$A_t = 4.93 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
vérifiée

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

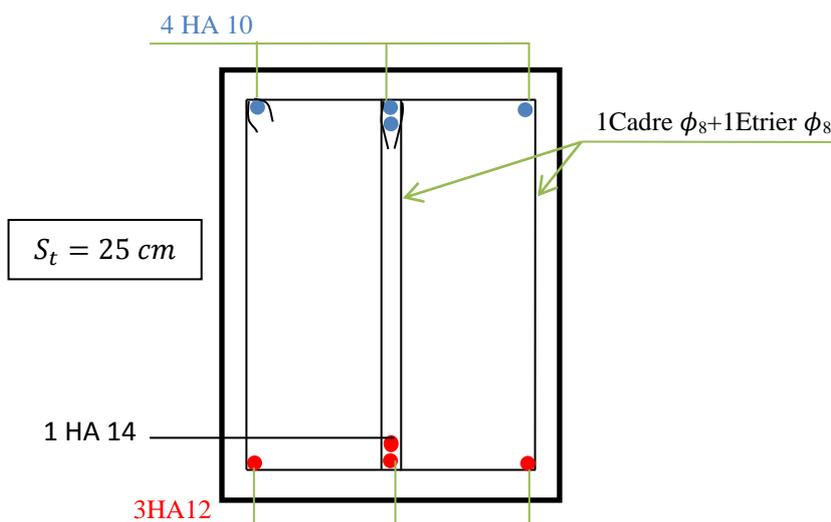


Figure III.12 :Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5.Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples.

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} P_M = 15 \text{ KN} \\ D_M = 82 \text{ KN} \\ F_C = 102 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec : P_M = charge due à la salle machine.

D_M = charge due à l'ascenseur.

F_C = charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

La dalle a les dimensions suivantes :

$$l_x = 1.5 \text{ m} ; l_y = 1.7 \text{ m}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm elle est soumise aux charges suivantes :

Son poids propre G_0 tels que :

$$G_0 = G_1 + G_2 \rightarrow \text{Poids total de la dalle.}$$

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids du revêtement sur la dalle (e=5cm).}$$

$$G_0 = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

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

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée $G_{concentrée}$ due au poids du système de levage.

III.5.2. Calcul les sollicitations

Calcul à l'ELU

1. M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre de la dalle

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.7} = 0,88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille en flexion simple dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$M_{x1} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 9.735 \times 1.5^2 = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \mu_y \times M_x^0 = 0.7438 \times 1.042 = 0.775 \text{ KN.m}$$

2. M_{x2} et M_{y2} dus au système de levage

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

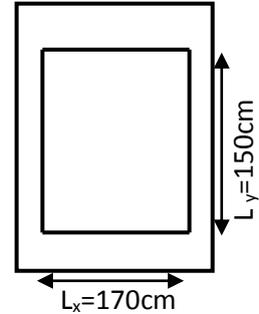
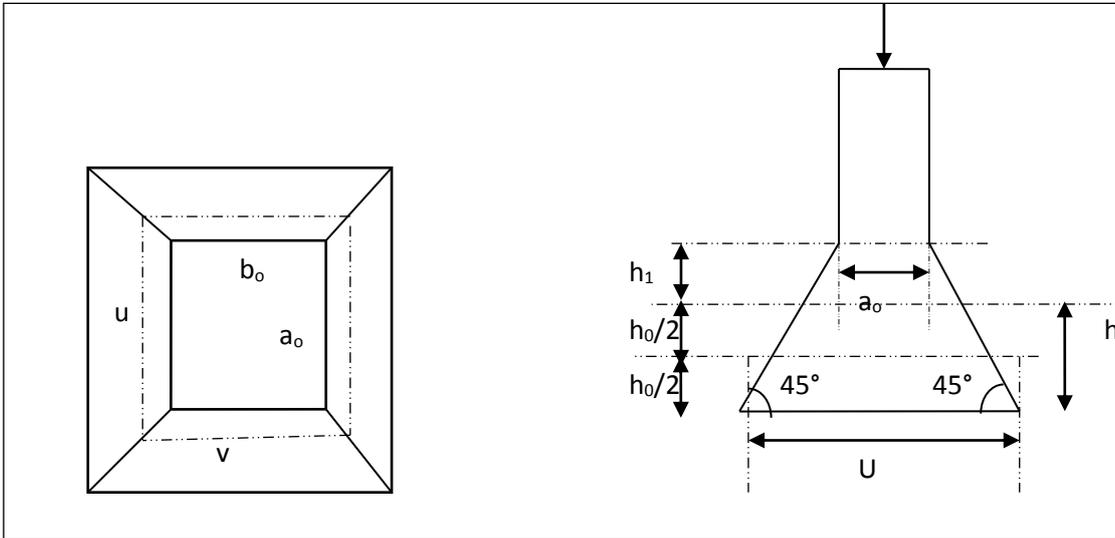


Figure III.13. Les dimensions de l'ascenseur

$a_0 \times b_0$: Surface d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

u, v : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle.



La figure III.14 illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_1 \end{cases} \text{ pour } v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} b_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

$h_1 = 5 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement

$h_0 = 20 \text{ cm}$: Épaisseur de dalle

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \nu : \text{ est le coefficient de poisson}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{150} = 0.733$ et $\rho = 0,88$

- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{170} = 0.647$ et $\rho = 0,88$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$$M_1 = 0.077 ; M_2 = 0.062$$

$$q_u = 1.35 G_{\text{concentrée}}$$

$$G_{\text{concentrée}} = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = G_{concentrée} = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0.077 = 10.73 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0.062 = 8.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Superposition des moments**

En travée $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.042 + 10.73 = 11.77 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.775 + 8.64 = 9.41 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis $M_a = -0.4 \times M_x = -4.70 \text{ KN.m}$

III.5.3.Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 20cm d'épaisseur, on prendra $d_x=18\text{cm}$ et $d_y=17\text{cm}$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.34. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur

Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	A Calculée (cm ² /ml)	A optée (cm ² /ml)	$S_t \text{ (cm)}$
x-x	$0.85M_x=10$	0.21	0.29	0.159	1.8	3HA10=2.36	33
y-y	$0.85M_y = 7.99$	0.19	0.26	0.152	1.5	4HA8=2.01	25
Appuis	$-0.4M_x = 1.88$	0.04	0.05	0.17	0.31	3HA8=1.51	33

III.5.3.1.Vérifications à l'ELU

• **Vérification de condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_t^x = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

En appuis : $A_a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$$

• **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$\begin{aligned} Q_u &= q_u = 139.455 \text{ KN} \\ 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} &= 0.045 \times (2 \times 2.2) \times 0.2 \times \frac{25.10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \\ Q_u &= 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \end{aligned}$$

• Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

On a: $u = v = 110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139.455}{3 \times 4.4} = 10.56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \rightarrow \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.3.2. Calcul à l'ELS

• Calcul les sollicitations

1. M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0476 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.76 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 0.7438 \times 0.76 = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. M_{x2} et M_{y2} dus au système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN} \begin{cases} M_{x2} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 7.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.76 + 9.23 = 9.99 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.56 + 7.99 = 8.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.99 = 8.49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.55 = 7.26 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 9.99 = -3.99 \text{ KN}$

• Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

Sens	M_t (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$	observation
x-x	8.49	2.36	3.23	8849.42	3.10	15	vérifiée
y-y	7.26	2.01	3	6139.66	3.57	15	vérifiée

• Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

- $e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots \dots \dots \textcircled{1}$
- $A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2}$

$\textcircled{1} \Rightarrow \max \left(0.0375; \frac{8.49}{20 \times 9.99} \right) \times 1.50 = 6.37 \text{ cm}$

Or: $e = 20 \text{ cm} > 6.37 \text{ cm}$

$\textcircled{2} \Rightarrow \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 9 \text{ cm}^2, \text{ Or: } A_t^x = 2.36 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2$

Commentaire n'y a pas lieu de vérifier la flèche

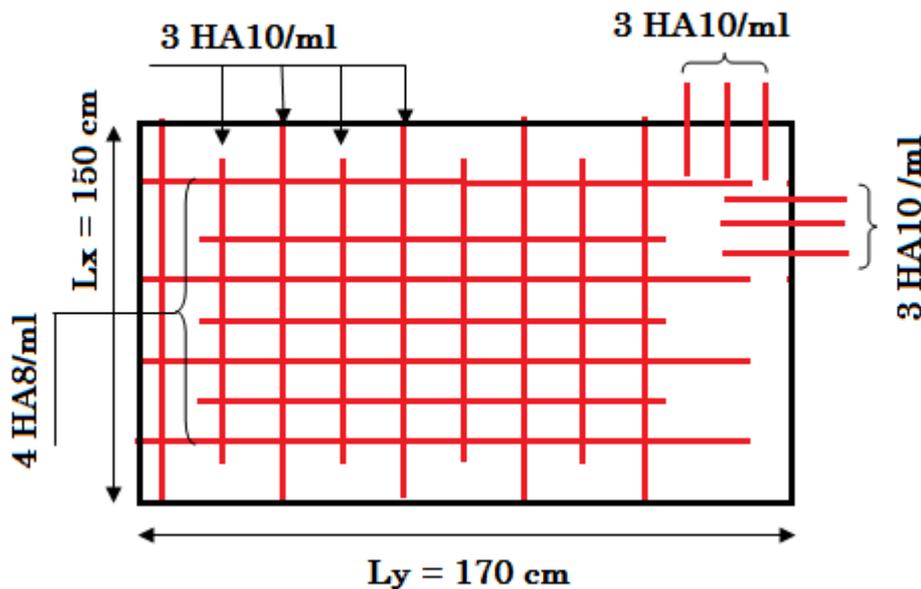


Figure III.15 :Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

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

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 :

$$S_{acr} = (0.1 \times 0.6) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1)$$

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

$$G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

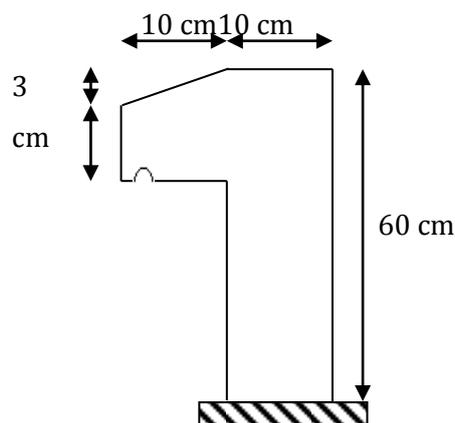


Figure II.16: Schémas de l'acrotère

III.6.2.1. Charge verticale :

Tableau III.36. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Total	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085		1.00

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).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.085 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

III.6.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.062 \text{ m} \\ Y_G = 0.329 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.085 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1 \times 0.329 \Rightarrow M_{F_p} = 0.329 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.37. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.058	2.778	2.058
M (KN.m)	0.6	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.778} = 0.323 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m .}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés 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 définies 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

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$h_0 = 10 \text{ cm}$

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.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.010m$$

$$D'où : e = 0.323 + 0.02 + 0.010 = 0.353m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.778 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.778 \times 0.353 = 0.980 \text{ KN.m}$$

III.6.4 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

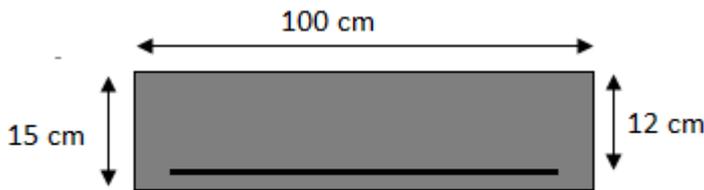


Fig. III.17. Section à ferriller.

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.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.98 + 2.778 \times \left(0.08 - \frac{0.6}{2}\right) \Rightarrow M_f = 0.36 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{0.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.005 \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.08m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.36 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.13 \times 10^{-4} - \frac{2.778 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.05 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ 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).

$$V_u = f_p + Q = 1 + 1 = 2 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.025 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **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 : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **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.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

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 :

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2.058 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.058) + (0.08 - 0.6/2) \Rightarrow e_1 = 0.09 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.09 \Rightarrow c = -0.1 \text{ m}$.

$$c = -0.1 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times 0.1^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.1) = -0.03$$

$$q = -2 \times (-0.1)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.1)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0026 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*),

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 \quad ; \quad \Delta = 2.76 \times 10^{-6}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0,5 \times (0.0016 + 0.0026) = 0.0021$$

$$Z = \sqrt[3]{t} = 0.12 \text{ m}.$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 4,5 - \frac{56,638}{3 \times 4,5} = 0,11 \text{ m}.$$

\Rightarrow Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée positivement avec un effort normal N_{ser} de compression, négativement en traction.

$$y_{ser} = 0,11 - 0,1 = 0,01 \text{ m}.$$

\Rightarrow Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de section.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -0.00016m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{-0.00016} \times 0.01 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0.037MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

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

$$\overline{\sigma_s} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.058 \times 10^{-3}}{-0.00016} (0.08 - 0.01) = -13.50MPa \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPavérifié}$$

• Schéma de ferrailage de l'acrotère

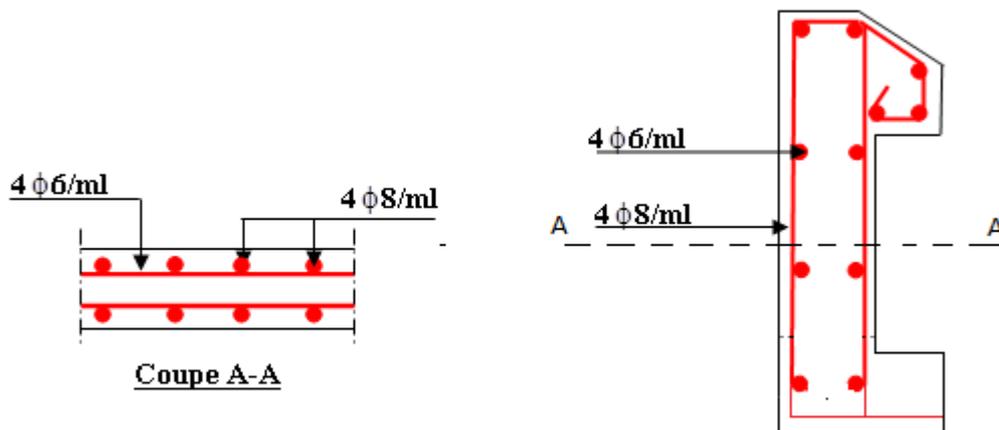


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

IV.1.INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1.Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R= 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

IV.1 Tableau : Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : $Q = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau a usage commerciale donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a: $W_G=33939.957\text{KN}$; $W_Q=5716.885\text{KN}$

$$\Rightarrow W=33939.95+0.2\times 5716.885=35083.327\text{KN}$$

- 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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \text{ RPA (Tableau 4.7)}^2$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

IV.2. Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

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 à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 33.66m$.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003

IV.3. Tableau Les valeurs du coefficient C_T :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

- L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20.20 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0.674s$$

$$L_y = 24.05 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0.617s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.674s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.617s$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.674 = 0.876s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.617 = 0.802s \end{cases} \quad \text{Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.674} \right)^{2/3} = 1.430$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.617} \right)^{2/3} = 1.516$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.430 \times 1.20}{5} \times 35083.327 = 1806.089 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.516 \times 1.20}{5} \times 35083.327 = 1914.707 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

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 de deux façons :

- Modélisation par nœuds maîtres,
- Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux 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.2.3 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.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations 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 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, 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.4. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

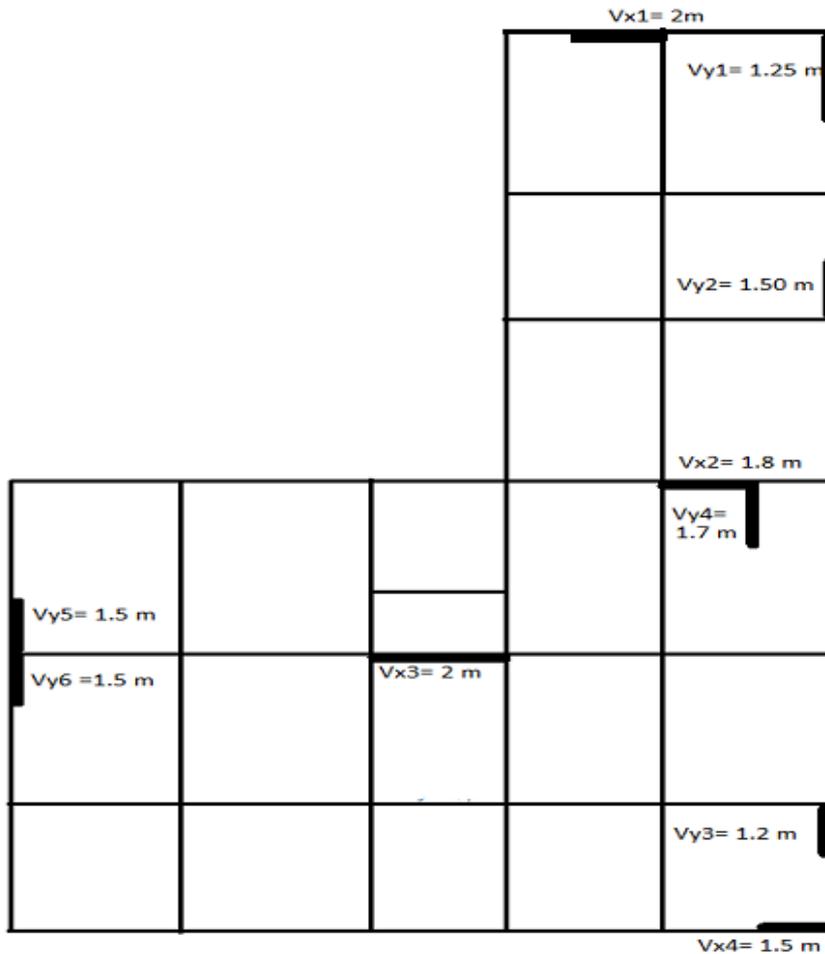


Fig.IV.1.Disposition des voiles

Tableau IV.4.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,868326	0,05823	0,67166	5,823	67,166
Mode 2	0,816814	0,65399	0,06253	71,222	73,419
Mode 3	0,762112	0,00922	0,00094	72,144	73,513
Mode 4	0,273952	0,00004723	0,12544	72,148	86,057
Mode 5	0,254439	0,12855	0,00024	85,003	86,081
Mode 6	0,232488	0,00621	0,00109	85,624	86,189
Mode 7	0,145853	0,00079	0,04331	85,703	90,52
Mode 8	0,131044	0,05061	0,00084	90,764	90,604
Mode 9	0,117356	0,00009127	0,0073	90,773	91,334
Mode 10	0,110854	0,00269	0,00534	91,042	91,868
Mode 11	0,093128	0,00685	0,00679	91,727	92,546
Mode 12	0,083512	0,00216	0,00667	91,944	93,213

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

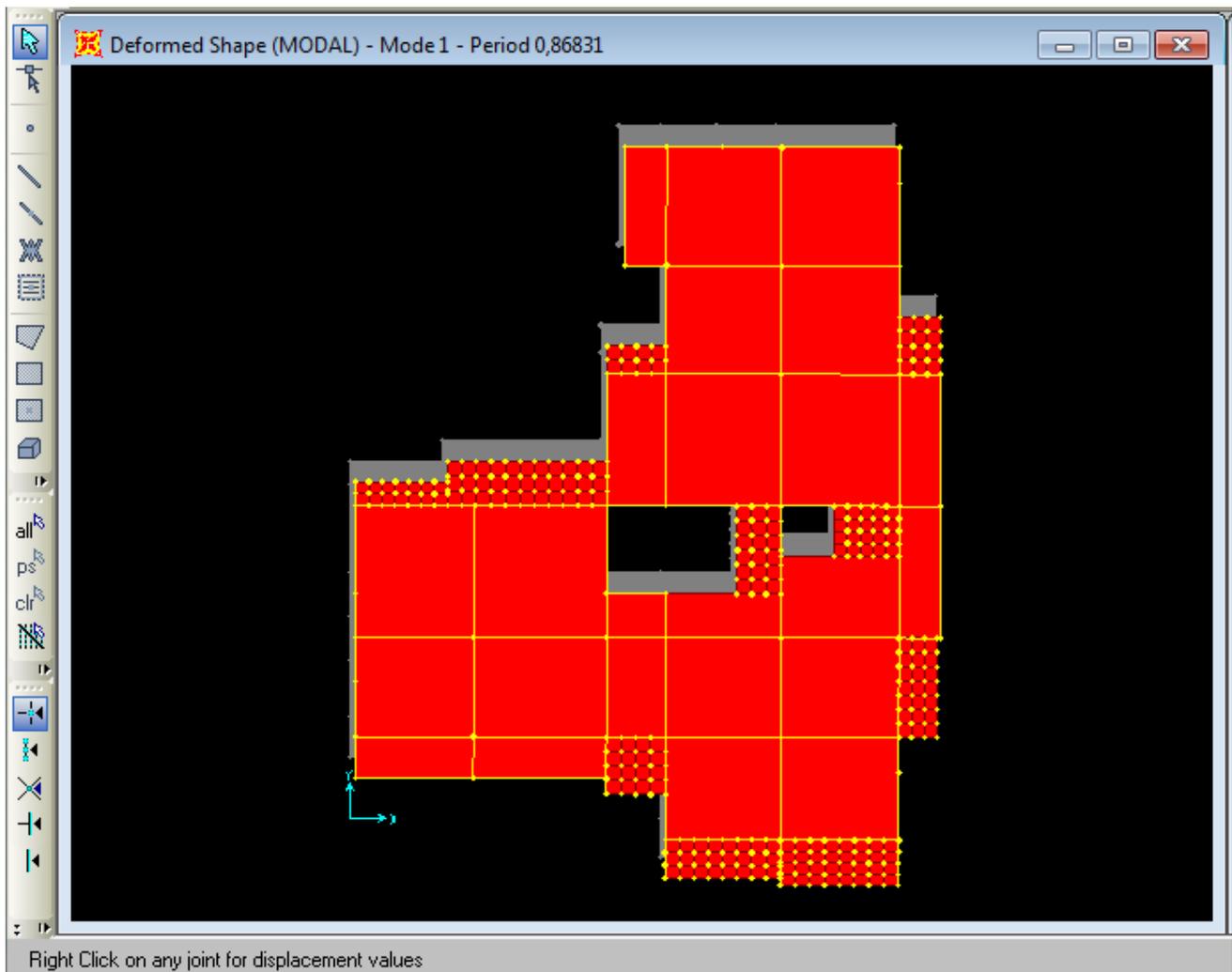


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant Y)

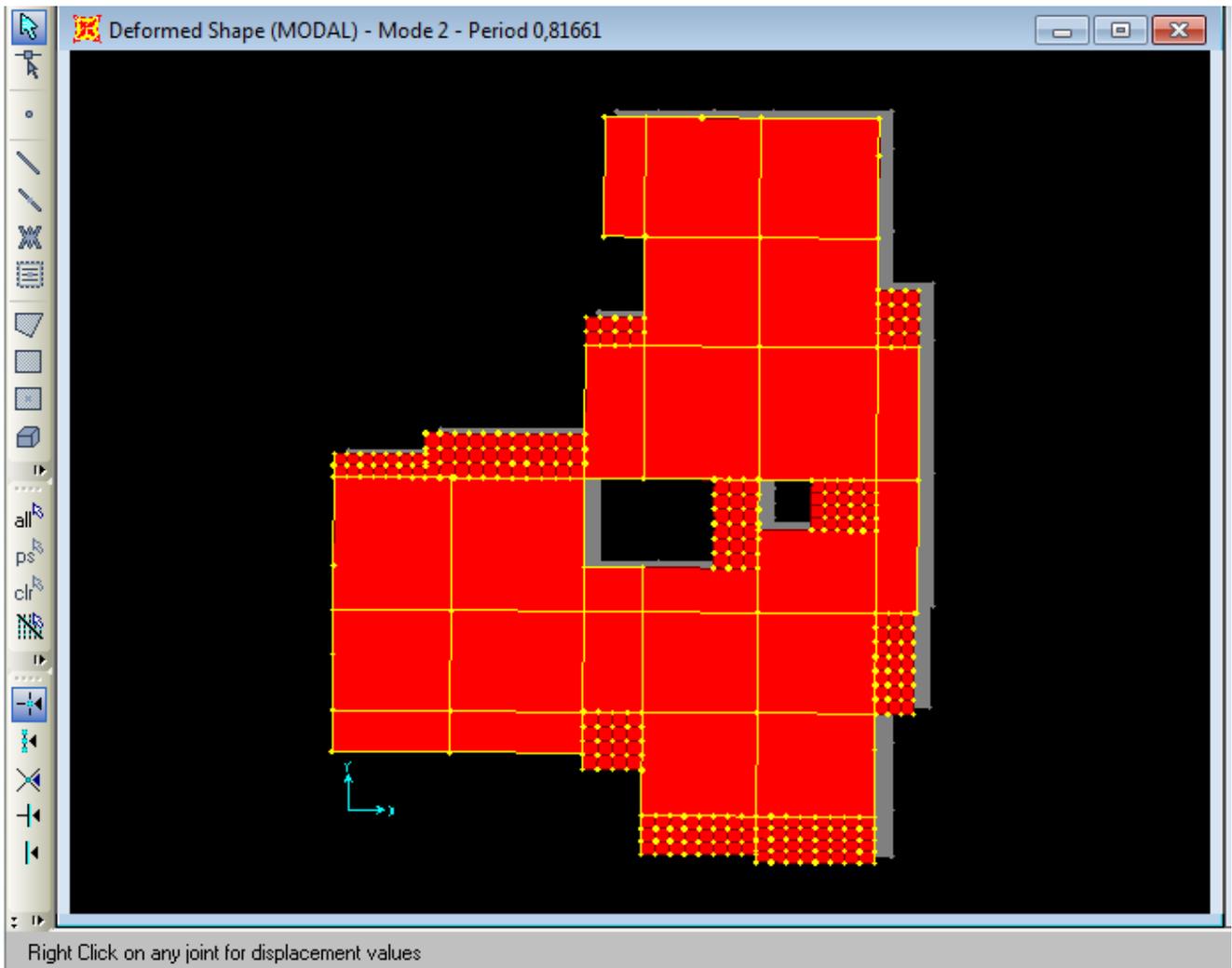


Fig. IV.3.2^{ème} mode (translation suivant X)

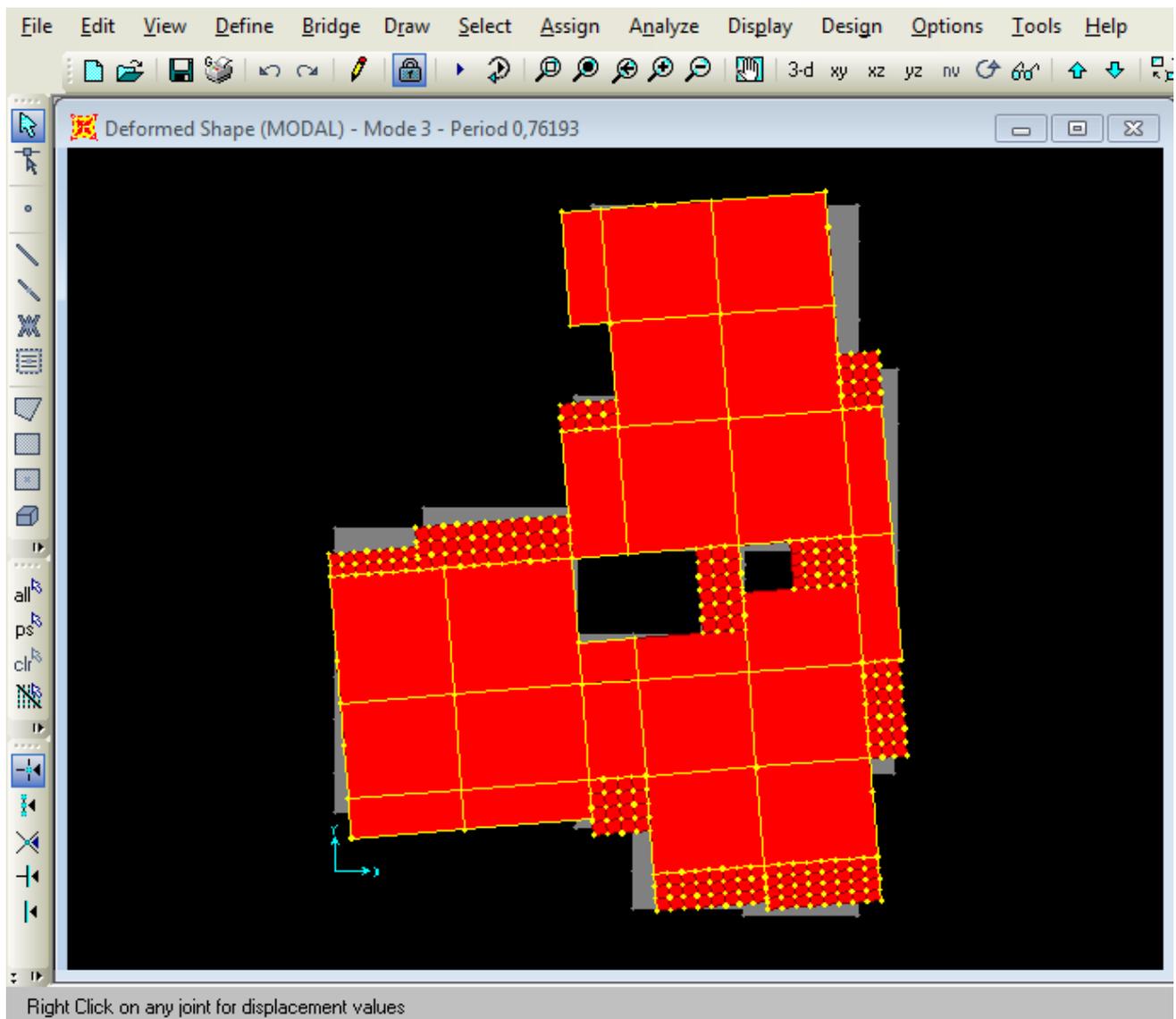


Fig. IV.4.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3etIV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.5.Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	36381,573	2590,716	93,3524151	6,6475849
NIV 01	30496,056	4901,986	86,15181597	13,848184
NIV 02	26576,21	4737,95	84,86962448	15,1303755
NIV 03	23062,681	4302,343	84,27794911	15,7220509
NIV 04	19700,913	3746,514	84,02164127	15,9783587
NIV 05	16160,874	3357,795	82,79700834	17,2029917
NIV 06	12908,113	2812,062	82,11176402	17,888236
NIV 07	9624,402	2296,988	80,73221327	19,2677867
NIV 08	6584,039	1656,904	79,89424269	20,1057573
NIV 09	3568,385	992,673	78,23590492	21,7640951
NIV 10	466,862	72,845	86,50286174	13,4971383

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.6.Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	855,035	339,905	334,52	165,207	71,8785596	67,293	28,1214404	32,707
NIV 01	599,186	122,393	605,601	38,782	49,7337704	44,13344	50,2662296	55,86656
NIV 02	581,843	35,771	529,759	13,169	52,342745	47,20897	47,657255	52,79103
NIV 03	600,811	213,789	413,139	270,626	59,2544997	54,5419	40,7455003	45,4581
NIV 04	604,828	211,838	313,868	236,886	65,8354886	62,68745	34,1645114	37,31255
NIV 05	507,946	226,2	310,209	188,527	62,0843239	59,95865	37,9156761	40,04135
NIV 06	502,135	237,445	209,199	141,331	70,5906086	71,52245	29,4093914	28,47755
NIV 07	381,574	202,132	209,171	134,987	64,5919982	67,9247	35,4080018	32,0753
NIV 08	348,644	206,348	116,955	82,16	74,880745	87,38126	25,119255	12,61874
NIV 09	256,557	158,217	80,58	74,713	76,0987373	75,93796	23,9012627	24,06204
NIV 10	68,778	150,682	22,993	21,76	74,9452441	73,09154	25,0547559	26,90846

IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. 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.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	3600	2292.40	0.25	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	3025	1564.334	0.2	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50×50	2500	958.806	0.15	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	45×45	2025	580.584	0.11	vérifiée
9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	1600	278.022	0.07	vérifiée
Potlet de l'ascenseur	20×20	1400	552.49	0.16	vérifiée

IV.4.2. 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.8. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1966.022	1459.440	vérifiée
Sens y-y	1947.180	1571.74	vérifiée

IV.4.3. 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.9. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	0.05	0.25	0	0.25	306	0.08	0.07	0.35	0	0.35	0.114
NIV 01	0.14	0.7	0.25	0.45	306	0.147	0.2	1	0.35	0.65	0.212
NIV 02	0.25	1.25	0.7	0.55	306	0.179	0.36	1.8	1	0.80	0.261
NIV 03	0.37	1.85	1.25	0.60	306	0.196	0.52	2.6	1.8	0.80	0.261
NIV 04	0.49	2.45	1.85	0.60	306	0.196	0.69	3.45	2.6	0.85	0.278
NIV 05	0.62	3.1	2.45	0.65	306	0.212	0.84	4.20	3.45	0.75	0.245
NIV 06	0.73	3.65	3.1	0.55	306	0.180	0.99	4.95	4.2	0.75	0.245
NIV 07	0.83	4.15	3.65	0.50	306	0.163	1.11	5.55	4.95	0.60	0.196
NIV 08	0.93	4.65	4.15	0.50	306	0.163	1.22	6.1	5.55	0.55	0.180
NIV 09	1	5	4.65	0.35	306	0.114	1.32	6.6	6.1	0.5	0.163

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Tableau IV.10. 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	306	34475.90	0.25	1191.13	0.023	0.35	1208.99	0.033
NIV 01	306	31278.659	0.45	1206.42	0.038	0.65	1264.66	0.052
NIV 02	306	27661.477	0.55	1113.12	0.045	0.8	1191.94	0.060
NIV 03	306	24166.179	0.6	1015.33	0.046	0.8	1111.44	0.056
NIV 04	306	20702.309	0.6	919.95	0.044	0.85	1022.43	0.056
NIV 05	306	17227.146	0.65	819.26	0.045	0.75	920.44	0.045
NIV 06	306	10536.509	0.55	712.31	0.026	0.75	811.16	0.032
NIV 07	306	7309.069	0.5	591.55	0.020	0.6	679.81	0.021
NIV 08	306	4082.053	0.5	466.28	0.014	0.55	530.74	0.014
NIV 09	306	509.106	0.35	337.94	0.0017	0.5	357.34	0.0032

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets $P-\Delta$ 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**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.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 coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 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 :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\phi_t)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ 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_t 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)

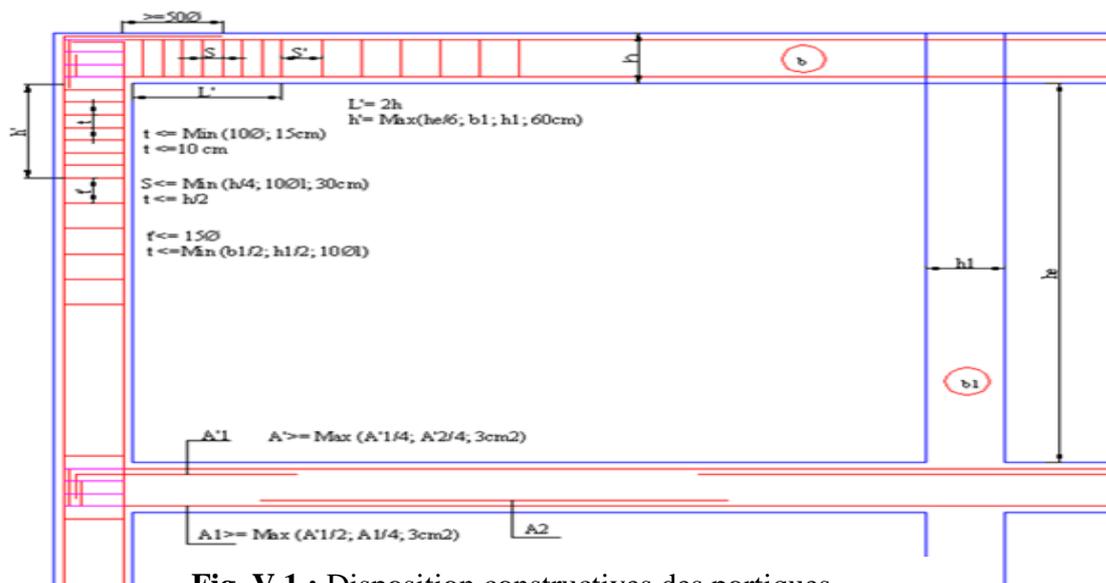


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

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 :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes } \begin{cases} M_t = 39.5 \text{ KN.m(ELU)} \\ M_a = 91.09 \text{ KN.m(ELU)} \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.5 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.067 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

>>

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.088$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.357 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.0395}{0.357 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{91.09 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.156 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad \gg$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.21$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.338 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.09109}{0.338 \times 348} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

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
Etages courant	Poutre principale	30 × 40	Appuis	83.52	103.57	6	6	6.47	3T12+ 2T14
			Travée	27.87		2.22		3.36	3T12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	72.29	82.14	0.76	6	3.36	3T12
			Travée	11.19		5.15		5.65	5T12
Terrasse accessible	Poutre principale	30 × 40	Appuis	91.09	117.17	7.76	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	39.50		3.18		3.36	3T12
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	33.98	20.71	0.75	6	3.36	3T12
			Travée	9.53		2.72		3.36	3T12
Terrassa	Poutre principale	30 × 40	Appuis	60.36	95.75	4.97	6	6.47	3T12+2T14
			Travée	34.07		2.73		3.38	3T12

inaccessible	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	29.257	17.67	0.22	6	3.36	3T12
			Travée	3.29		2.02		3.36	3T12

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$$\phi_{max} = 1.4\text{cm.}$$

$$L_r > 40 \times \phi_{max}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm, on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 1.2\text{cm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm, on adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

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 :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,2; 1.14; 3\text{cm})$$

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:

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 1.05\text{cm} \quad (\text{Article .5.1.2.2.) [3]}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.3\text{cm} \quad (\text{Article .5.1.2.2.) [3]}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad (\text{Article .5.1.2.3.})$$

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 \times d} = \frac{117.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.06 \text{MPa} \quad (\text{Article .5.1.1.})$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 0.78m$$

▪ **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 :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.1 \times 0.3 = 0.9 \text{cm}^2 \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.3 = 1.35 \text{cm}^2 \quad \text{Dans la zone courante.}$$

$$3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité :

BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.37 \times 0.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

b). Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	117.75	1.06	3.33	Vérifiée
secondaires	82.14	0.74	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1). **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (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 (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	111.75	91.09	3.21	-4.65	Vérifiée
Secondaires	5.65	82.14	72.29	2.36	-3.88	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)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	66.17	90941.29	13.67	9.95	15	vérifiée
	Travées	28.72	46685.67	9.59	5.9	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	25.025	46685.67	9.59	5.14	15	vérifiée
	Travées	25.58	46685.67	9.59	5.31	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 :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

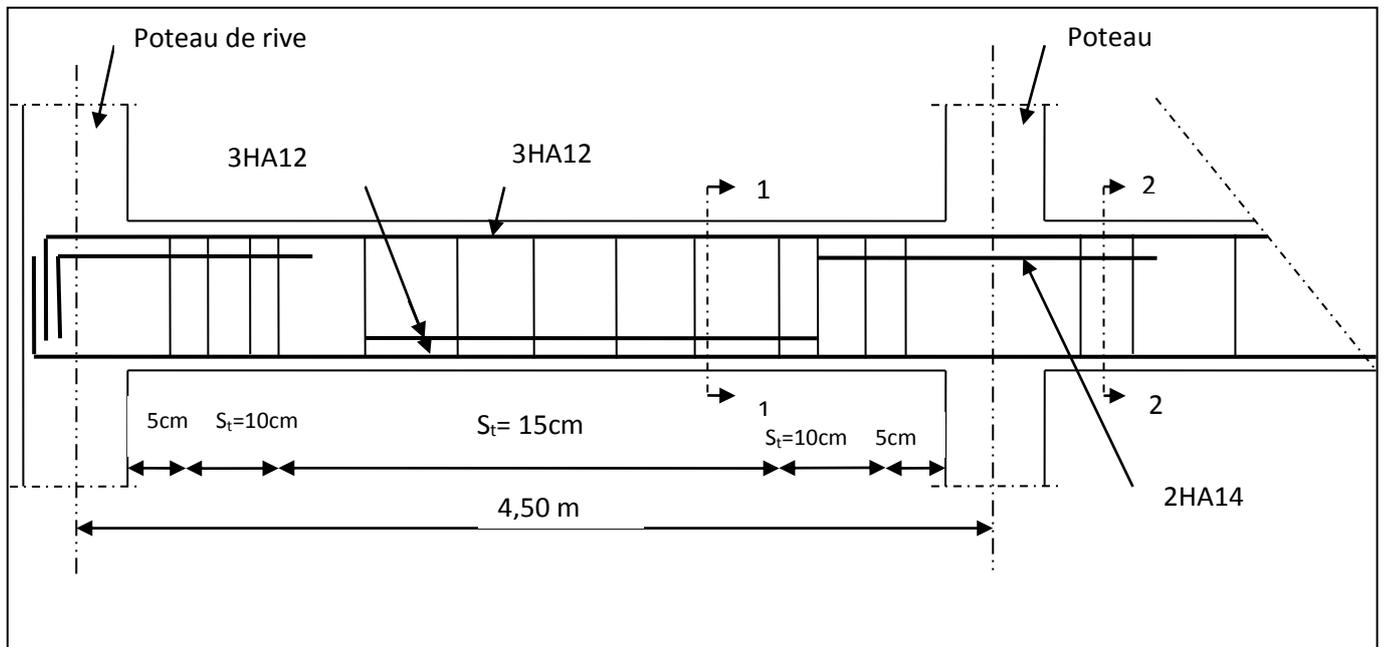
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

	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	450	3.36	0.08	0.075	0.003	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	450	3.36	0.08	0.075	0.003	0.01	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 les tableaux ci-dessous



Tab.V.6. Ferrailage des sections des poutres

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Etage terrasse inaccessible	Poutre Principale (30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>3HA12</p> <p>2HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe2-2</p>
	Poutre Secondaire (30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe2-2</p>

Tab.V.6.Ferrailage des sections des poutres

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Étage courant et le RDC	Poutre Principale(30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>3HA12</p> <p>2HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe2-2</p>
	Poutre Secondaire(30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>5HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe2-2</p>

Tab.V.6.Ferrailage des sections des poutres

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Terrasse accessible	Poutre Principale(30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe2-2</p>
	Poutre Secondaire(30*40)	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA10</p> <p>3HA12</p> <p>Coupe1-1</p>

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) :

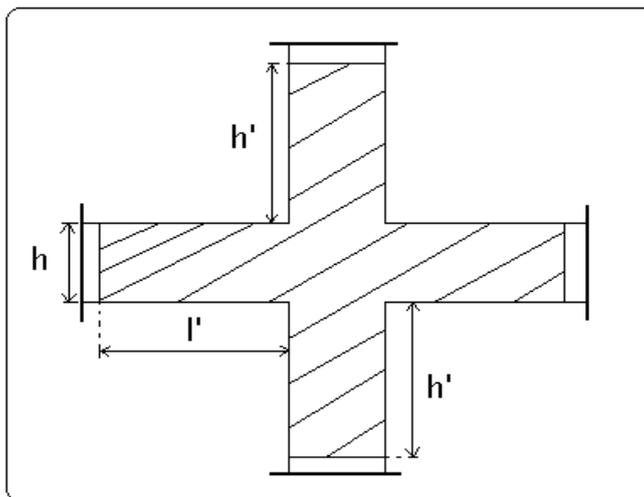
a) Armatures longitudinales :

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.6. 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
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2,3 et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	12.8	64	96
Potelet de l'ascenseur	20×20	3.02	16	24

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.7.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	2292.40	80.78	94.246	111.611	-467.268	50.859
2,3 et 4 ^{ème} étage	1564.334	14.552	87.40	535.899	-31.614	15.115
5 et 6 ^{ème} étage	958.806	24.690	73.590	331.490	39.043	25.773
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	580.584	20.209	67.390	218.540	-14.471	10.653
9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	278.022	9.150	64.727	134.582	-33.065	11.112
Potelet de l'ascenseur	552.49	1.91	0.905	-1.463	-185.891	1.045

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 :

- $N_{max} = 2292.40 KN \rightarrow M_{cor} = 80.78 KN.m (G+Q+Ex)$
- $M_{max} = 94.246 KN.m \rightarrow N_{cor} = 111.611 KN (0.8G+Ex)$
- $N_{min} = -467.268 KN \rightarrow M_{cor} = 50.859 KN.m (G+Q+Ey)$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 57m$; $d' = 0.03m$. (fissuration peu nuisible)

$N = 2292.40KN$ (de compression)($G+Q+Ex$)

$M = 80.78 KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.0352 m$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 80.78 + 2292.40 \times (0.57 - 0.60/2) = 699.728 KN.m.$

$(a) = 1.18$; $(b) = 0.538 \dots \dots \dots$ La condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{699.727 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.60 \times 0.57^2} = 0.194 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad \gg$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.272$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.507\text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{699.728}{0.507 \times 400} - \frac{2292.40}{400} < 0 \Rightarrow A = 0$$

On a les exigences du RPA99 :

- $A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 0,60 \times 0,60 = 28.8 \text{ cm}^2$.

B) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 94.246 \text{ KN.m}, N = 111.611 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.095\text{m} < (h/2) = 0.300\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 94.246 + 111.611 \times (0.57 - 0.60/2) = 124.381 \text{ KN.m}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(a) = 1.18 ; (b) = -0.064 \dots \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 124.381 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.035 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.055 \rightarrow z = 0.56 \rightarrow A_l = 5.55 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.75 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -467.268 \text{ KN} \rightarrow M = 50.859 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.11\text{m} < (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 50.859 - 467.268 \times (0.57 - 0.60/2) = -75.30 \text{ KN.m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(a) = 1.18 ; (b) = -1.77 \dots \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = -75.30 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0657 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$N = -467.268 \text{ KN}$$

$$e_1 = 0.38$$

$$e_2 = 0.16$$

$$A_1 = 8.22 ; A_2 = 3.46$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	barres
RDC et 1^{er} étage	60×60	3.68	8	28.8	35.72	8HA16+4HA25
2,3 et 4^{ème} étage	55×55	0	1.08	24.2	28.64	4HA20+8HA16
5 et 6^{ème} étage	50×50	0	0.87	20	24.11	12HA16
7^{ème}, 8^{ème} et le	45×45	0	0.83	16.20	20.36	4HA16+8HA14
9^{ème} et dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	0	1.20	12.8	15.2	4HA14+8HA12
Potelet de l'ascenseur	20×20	0	4.64	3.02	9.03	8HA12

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.9 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.6	104.6	100	10	15	2.45	5.92	6.77	6HA12
55×55	1.6	111.38	80	10	15	2.91	4.71	4.71	6HA10
50×50	1.6	96.264	64	10	15	2.71	3.6	4.71	6HA10
45×45	1.4	78.78	64	10	15	2.46	2.43	3.01	6HA8
40×40	1.2	51.481	56	10	15	1.81	1.8	3.01	6HA8
20×20	1.2	16.433	48	10	15	1.155	0.9	3.01	6HA8

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'élancement 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'élancement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ 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.

$$N_d = 2292.40 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.142 \text{ m} \rightarrow \lambda = 12.382 < 50 \rightarrow \alpha = 0.829$$

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

$$N_u = 8.07 \text{ MN}$$

$N_d = 2.2924 \text{ MN} < 8.07 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. 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.
RDC et 1^{er} étage	60×60	306	214.2	12.382	0.829	35.72	0.3364	8.07	2.2924	vérifiée
2,3 et 4^{ème} étage	55×55	306	214.2	13.472	0.825	28.64	0.2809	4.29	1.564334	vérifiée
5 et 6^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.845	0.820	24.16	0.2304	4.186	0.958806	vérifiée
7^{ème}, 8^{ème}	45×45	306	214.2	16.476	0.814	20.36	0.1849	3.36	0.58054	vérifiée
9^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	306	214.2	18.626	0.804	15.2	0.1444	2.57	0.278022	vérifiée
Potelet de l'ascenseur	20×20	306	214.2	35.7	0.703	9.03	0.0324	0.643	0.55249	vérifiée

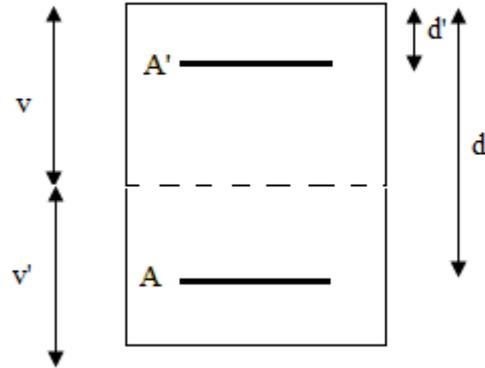
b). Vérification des contraintes :

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:

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$



$S = b \times h + 15(A + A')$ (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.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	Potelet de l'ascenseur
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	20×20
d (cm)	57	52	47	42	37	17
A' (cm ²)	17.86	14.32	12.06	10.18	7.60	4.50
A (cm ²)	17.86	14.32	12.06	10.18	7.60	4.50
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20	10
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20	10
I _{yy} (m ⁴)	0.0201	0.0102	0.00614	0.00451	0.00279	0.0001687
N ^{ser} (KN)	1458.408	1139.128	697.377	422.66	203.39	253.96
M ^{ser} (KN.m)	34.94	36.21	40.42	41.08	47.25	7.22
M _G ^{ser} (MN.m)	34.94	36.21	40.42	41.08	47.25	7.22
σ _{bc1} (MPa)	4.57	4.74	4.43	4.13	1.6	10.64
σ _{bc2} (MPa)	3.50	2.7	1.14	1.05	2.115	2.089
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	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 :

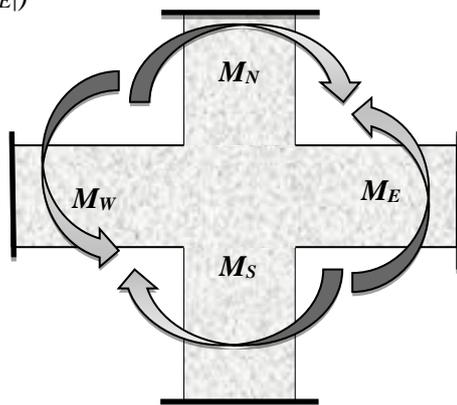
Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ⁻ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	2.142	3.57	0.04	57	104.6	0.31	1	vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	55×55	2.142	3.89	0.04	52	111.38	0.40	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.28	0.04	47	96.264	0.41	1	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45×45	2.142	4.76	0.04	42	78.78	0.42	1	vérifiée
9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	2.142	5.36	0.075	37	51.48	0.35	1.875	vérifiée
Potelet de l'ascenseur	20×20	2.142	10.71	0.075	17	16.43	0.48	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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	MR(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	35.72	671.25
2,3 et 4 ^{ème} étage	55×55	49.5	28.64	493.35
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	45	24.71	377.56
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	40.5	20.36	286.95
9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	36	15.2	190.42
Potelet de l'ascenseur	20×20	18	9.03	56.56

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.14. Vérification de la zone nodale :

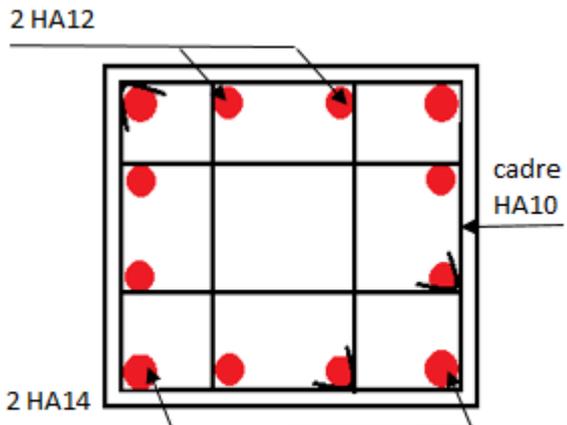
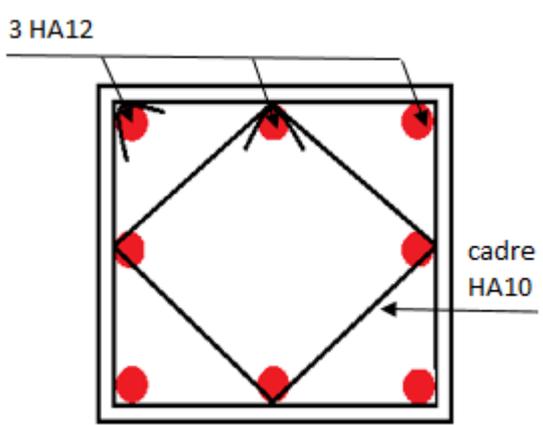
Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _{W+M_E})	Obs
RDC	671.25	671.25	1342.5	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage1	671.25	671.25	1342.5	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage2	493.35	493.35	986.7	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage3	493.35	493.35	986.7	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage4	493.35	493.35	986.7	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage5	377.56	377.56	755.12	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage6	377.56	377.56	755.12	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage7	286.95	286.95	573.9	42.34	42.34	105.85	vérifiée
Etage8	286.95	286.95	573.9	42.34	42.34	105.85	vérifiée

Etage9	190.42	190.42	113.12	42.33	42.34	105.85	vérifiée
poteau de la cage d'escalier	190.42	190.42	380.84	42.34	42.34	105.85	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.15.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage
Poteau (60 × 60)	Poteau (55 × 55)
4 et 5 ^{ème} étage	6, 7 ^{ème} étage
Poteau (50×50)	Poteau (45×45)

<p>8 , et 9^{ème} étage</p>	<p>Potelet de l'ascenseur</p>
	
<p>Poteau (40×40)</p>	<p>potelet (20×20)</p>

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 est 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 épingle 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.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{y1, (1,2)}$	714.12	319.865	-357.407	212.44	-57.27	351.703	137.81
2,3 et 4 ^{ème} étage	$V_{y1, (3,4,5)}$	533.40	-112.008	118.361	119.01	119.01	118.361	102.967
5 et 6 ^{ème} étage	$V_{y1, (6,7)}$	421.568	-59.68	223.328	-153.32	103.33	-67.319	102.967
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_{y1, (8,9)}$	281.275	-59.786	-114.86	-130.73	-59.724	-98.209	82.53
9 ^{ème} étage	$V_{y1, (10)}$	112.46	-64.60	-75.93	-49.744	20.57	-56.99	50.85

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va résumés les résultats dans un tableau.

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.50m, d = 1.45m, e = 0.15m.$$

$$N_{max} = 714.12KN(\text{compression}), M_{cor} = 319.865KN.m. (\text{Combinaison } G+Q+E_x)$$

b) Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures verticale minimale dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0,15\% b \times l.$$

A_v^{\min}/ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} = 0,20\% b \times l_t.$$

A_v^{\min}/comp : Section d'armatures verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} = 0,10\% b \times l_c.$$

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{min}/voile$: section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{min} = 0,15\% b \times S_t$.

$A_h^{calculé}$: section d'armatures horizontales calculées.

$A_h^{adopté}/ml$: section d'armatures adoptées par 1 mètre linéaire.

N^{bre}/ml : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

L_t : longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{h}{6 \times e_0} \right)$$

L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = l - 2 \times L_t$$

Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1,2,3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.50	0.15 × 1.50	0.15 × 1,50	0.15 × 1.50
M(KN)	-351.703	-59.68	-98.209	49.744
N(KN)	-57.275	421.568	-59.724	-75.744
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	137.806	102.967	82.537	50.85
τ (MPa)	0.887	0.663	0.53	0.327
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.7	0	2.47	0.9
A_v^{min} (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375
A_v^{adop} (cm ²)	7.9	5.49	5.49	5.49
N^{bre} /par face	7HA12	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.83	0.62	0.5	0.31
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux :

Niveau	RDCet1, 2,3et4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.7	0.15 × 1.7	0.15 × 1.7	0.15 × 1.7
M(KN)	94.64	42.172	44.85	45.41
N(KN)	52.396	333.098	176.525	4.2
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	118.096	46.706	36.98	62.68
τ (MPa)	0.76	0.301	0.238	0.403
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0.78	0	0	0.64
A_v^{min} (cm ²)	3.825	3.825	3.825	3.825
A_v^{adop} (cm ²)	7.9	5.49	5.49	5.49
N^{bre} /par face	7HA12	7HA10	7HA10	7HA10
S _t (cm)	24	24	24	24
A_h^{cal} (cm ²)	0.71	0.28	0.22	0.38
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDCet1,2,3,4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.8	0.15 × 1.8	0.15 × 1.8	0.15 × 1.8
M(KN)	-247.578	- 44.493	-37.07	-15.90
N(KN)	46.4	246.316	286.613	72.60
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	130.35	105.726	78.62	78.62
τ (MPa)	0.839	0.681	0.506	0.506
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	3.01	0	0	1.81

A_v^{\min} (cm ²)	4.05	4.05	4.05	4.05
A_v^{adop} (cm ²)	7.9	5.49	5.49	5.49
N^{bre} /par face	7HA12	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.79	0.64	0.47	0.47
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 2.0	0.15 × 2.0	0.15 × 2.0	0.15 × 2.0
M(KN)	-224.165	-153.32	-39.64	-28.08
N(KN)	15.655	223.328	184.63	61.54
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	103.53	61.67	40.58	27.51
τ (MPa)	0.666	0.397	0.261	0.177
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2.7	0	0	0
A_v^{\min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	9.04	6.28	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.62	0.37	0.24	0.27
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.25	0.15 × 1.25	0.15 × 1.25	0.15 × 1.25
M(KN)	137.725	-75.68	-3.44	-3.44
N(KN)	-48.696	458.07	-1.31	-1.31
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	166.5	141.045	127.166	94.89
τ (MPa)	0.861	0.507	0.297	0.297
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	3.31	0	0.09	0.09
A_v^{min} (cm ²)	3.03	3.03	3.03	3.03
A_v^{adop} (cm ²)	7.9	5.49	5.49	5.49
N^{bre} /par face	7HA12	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	0.87	0.48	0.28	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x4}) comme exemple

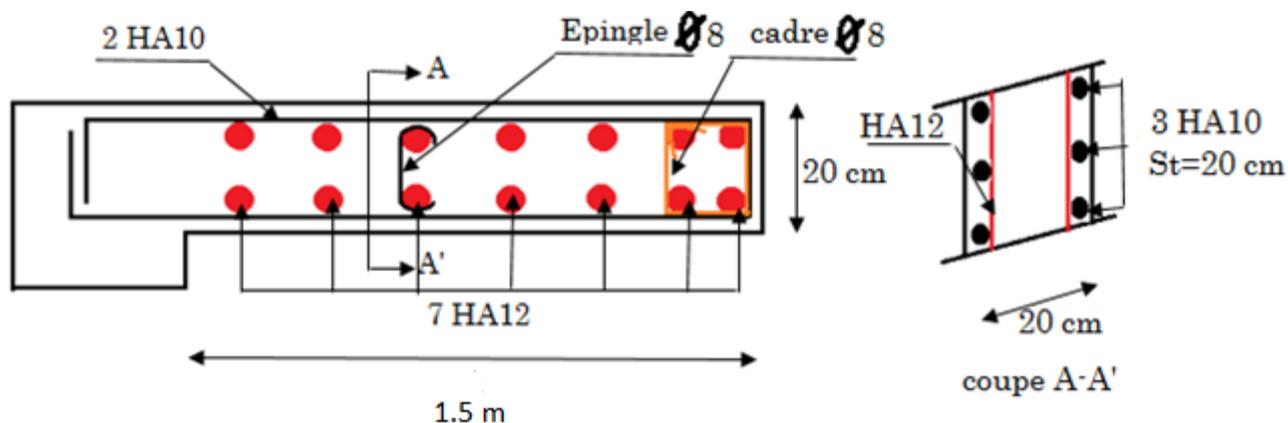


Fig.V. 2 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x4})

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.4 bar à une profondeur de 1.5m.

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 :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4.Etude des fondations :**Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{39.65684}{0.16} = 247.855 m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 336 \text{ m}^2$.

\Rightarrow donc on adopte : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 336 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage** : [1]

h_r : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 4.50 \text{ m}$)

$$\text{Pour la nervure: } h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour la dalle : } h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

– **Condition de rigidité** : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_r^3}{12} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 63 \text{ cm}$$

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u' \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{radier}}}$$

Avec $N_u' = (N_u + 1,35 \times N_{\text{radier}} + 1,35 \times N_{\text{remblai}}) =$

$$= (54394 + 1,35 \times 25 \times 0,4 \times 336 + 1,35 \times 19 \times 336 \times 1,5) = 71857,6 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{71857,6 \times 4,5}{2 \times 336}$$

$$V_u = 481,89 \text{ KN}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{481,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} = 1,37 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80\text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 336\text{m}^2$.

Commentaire : On a augmenté la section du béton car on a des efforts important et cela pour diminuer la section du ferrailage

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm×cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,6 + 0,8 = 1,4m \\ B = 0,6 + 0,8 = 1,4m \end{cases}$$

$$U_c = 5,6$$

$$N_d = 2002.63 \text{ KN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3.36 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 14585.1445 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.10 \text{ m.}$$

$$I_y = 9420.145 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.85 \text{ m.}$$

$$M_x = 29098.8116 \text{ KN.m, } M_y = 29564.611 \text{ KN.m.}$$

$$N' = N_s + N_{rader} + N_{nervure} = 52592.84 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{52592.84 \times 10^{-3}}{336} + \frac{29098.81 \times 10^{-3}}{14585.1445} \times 9.85 = 0.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{52592.84 \times 10^{-3}}{336} - \frac{29098.81 \times 10^{-3}}{14585.1445} \times 9.85 = 0.136 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.171 + 0.136}{4} = 0.162 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0.16 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{52592.84 \times 10^{-3}}{336} + \frac{29564.612 \times 10^{-3}}{9420.145} \times 11.11 = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{52592.84 \times 10^{-3}}{336} - \frac{29564.612 \times 10^{-3}}{9420.145} \times 11.11 = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.191 + 0.121}{4} = 0.171 \text{ MPa} > \sigma_{\text{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On voit que la contrainte moyenne selon l'axe x-x' et l'axe y-y est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit $S_{\text{radier}} = 368.81 \text{ m}^2$.

$$S = S + P \times D$$

S = surface initiale de radier

P = périmètre de radier

D = débord de radier

On a un débord de $D = 0.4 \text{ m}$

$$S = 336 + 90.55 \times 0.4 = 372.22 \text{ m}^2 > 368.81 \text{ m}^2$$

$$N'_S = N_{\text{Service}} + N_{\text{Nouveau radier}} + N_{\text{Nouveau remblai}}$$

$$= 39656.84 + 0.4 \times 372.22 \times 25 + 1.5 \times 372.22 \times 19 = 53987.31 \text{ kN}$$

$$N'_U = N_{\text{ultime}} + 1.35 \times N_{\text{radier nouvelle}} + 1.35 \times N_{\text{remplait nouvelle}}$$

$$= 54394 + 1.35 \times 0.4 \times 372.22 \times 25 + 1.35 \times 1.5 \times 372.22 \times 19 = 73740.13 \text{ KN}$$

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{\text{rad}} = 372.22 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 1.5 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N=53987.31KN > 1.5 \times 10 \times 1.5 \times 372.22=8374.95KN$Condition Vérifiée.

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure +radier +remblai

$$Q_u = \frac{73740.13}{372.22} = 198.11 KN/m^2$$

$L_x=4.5m, L_y=4.5m.$

$$\rho = \frac{4.5}{4.5} = 1$$

ELU ($v=0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 4.5^2 \times 198.11 = 147.63 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 147.63 = 147.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

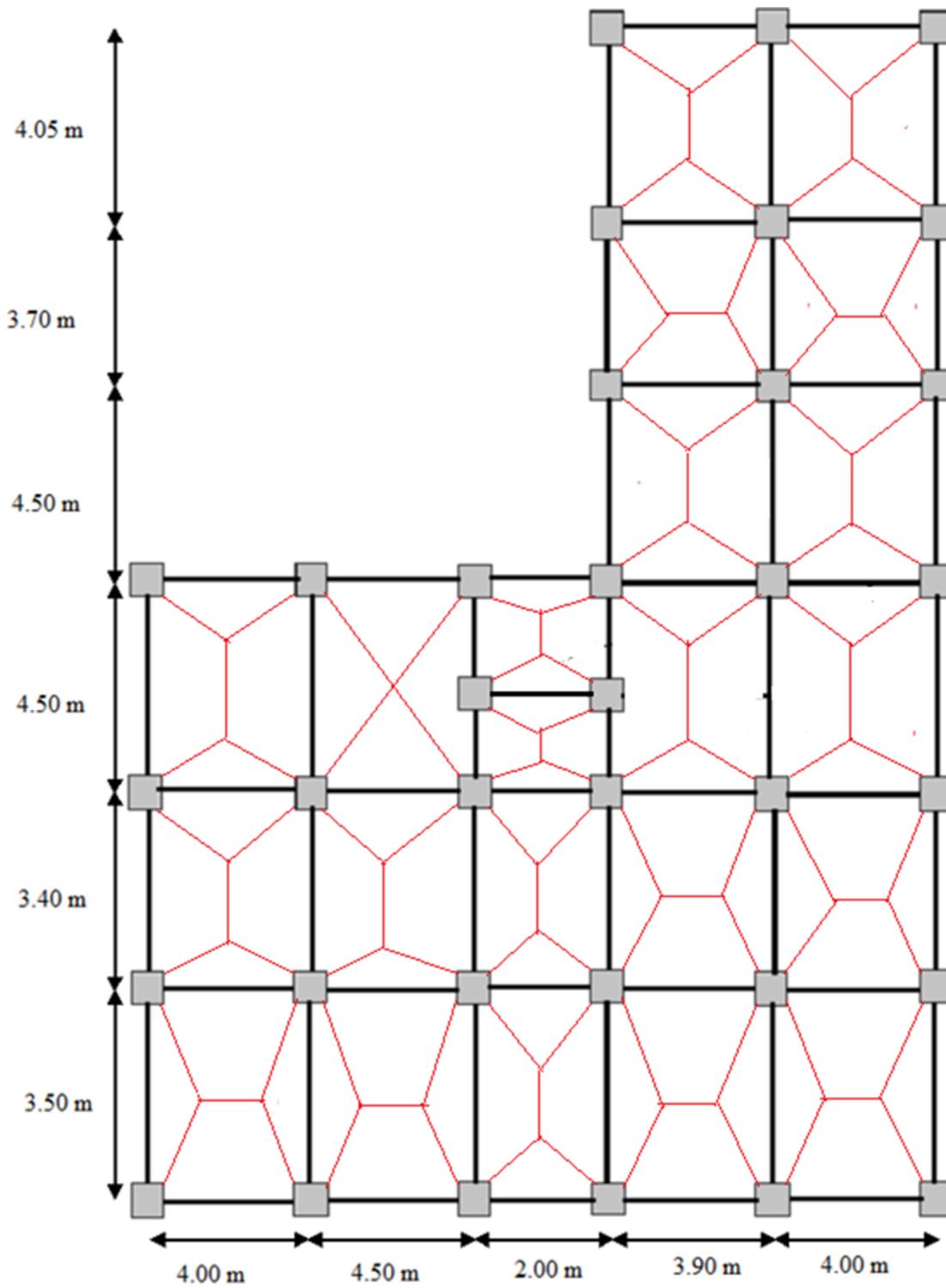


Fig. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$M_{ty} = 0.85 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 m^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t(cm)$
Sens X-X	travée	110.72	9.40	3.2	10.04	5HA16	20
	appui	73.82	6.20	4.23	6.77	6HA12	15
Sens Y-Y	travée	125.49	10.70	3.2	12.05	6HA16	15
	appui	73.82	6.20	4.23	6.77	6HA12	15

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 cm$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2.$

$A_y = \rho_0 \times b \times h.$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$A_x = 3.2 cm^2.$

$A_y = 3.2 cm^2.$

• **Espacement des armatures :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: St = 14cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 25cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm. \end{array} \right.$

A l'ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

• $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 MPa$

• $\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 222.87 KN \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 222.87 KN \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 222.87 KN$

- $\tau_u = \frac{222.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 0.67 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa} \dots\dots\dots c'est\ vérifié$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A I'ELS :

$\mu_x = 0.0441$

$\mu_y = 1$

$N' = 53987.31 \text{KN}$

$$Q_S = \frac{53987.31}{372.22} = 145.04 \text{KN}$$

$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0441 \times 145.04 \times (4.5)^2 = 129.52 \text{KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 129.52 = 129.52 \text{KN.m}$

- **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0.75 M_x = 97.14 \text{KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 110.09 \text{KN.m}$

- **Moment en appui :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 64.76 \text{KN.m}$

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

En travée :

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa}$

$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	97.14	8.87	126088.34	6.83	301.96
	yy	110.09	9.58	146103.65	7.22	287.32
Appui		64.76	6.9	91135.20	4.9	299.5

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3.Section des armatures du radier.

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.07	10.80	183158.92	5.73	192.52	12.5
	yy	9HA16	18.10	11.33	200041.49	6.24	195.40	10
Appui		7HA14	10.78	9.14	133586.92	4.43	188.04	14

- Schéma de ferrailage.

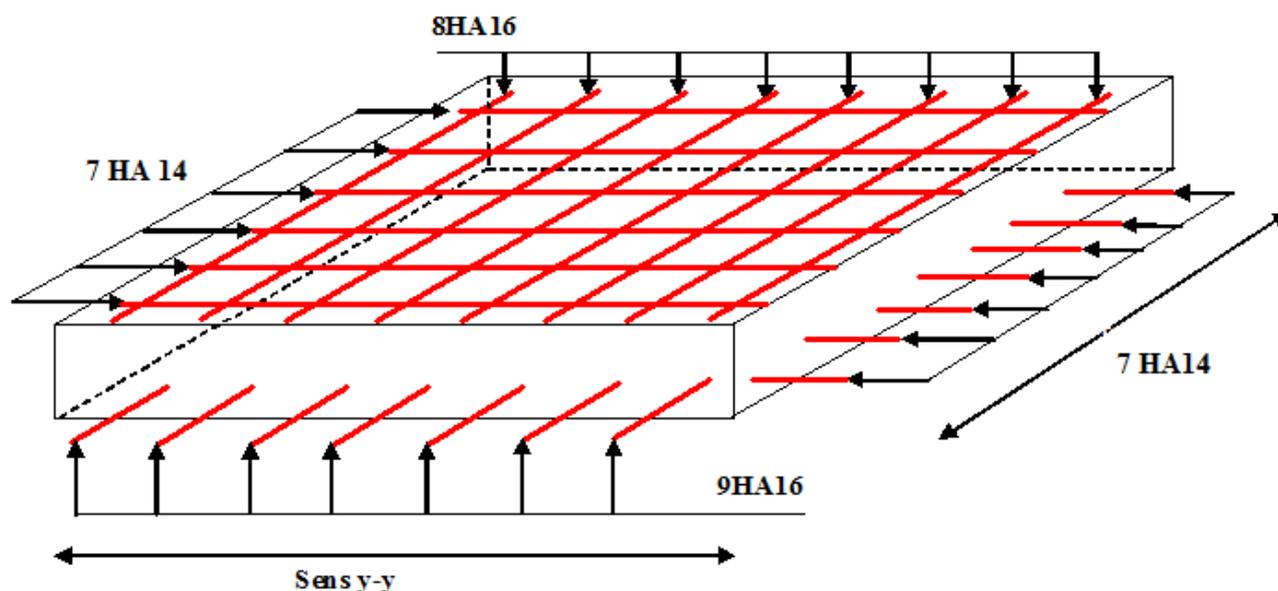


Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

D-Ferraillage du débord :

Il est assimilé à une console de 0.4 m de largeur.

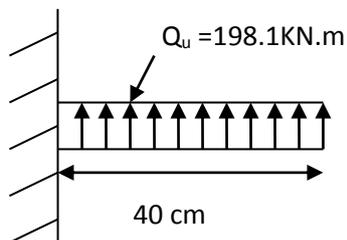


Fig. VI.3 : Schéma statique du débord.

$$M_U = \frac{Q_u \times l^2}{2} = 15.85 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord.

M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix par (m)	$S_t(cm)$	$A_r(cm^2/m)$	$A_r^{adoptée}$
15.84	1.31	4.22	4.51	4HA12	25	1.50	4HA8=2.01

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$b = 1m, d = 0.35m$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = Q_u \times L = 198.11 \times 0.4 = 79.24 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.07924}{1 \times 0.35} = 0.22 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

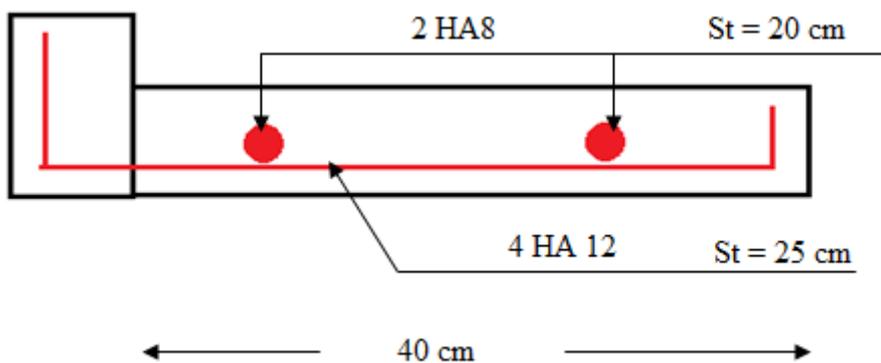


Fig. VI.4 : Schéma de ferraillage du débord

E-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), 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	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

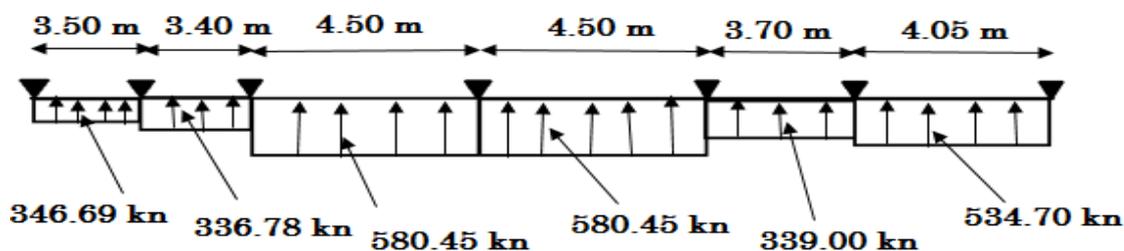
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 198.11 \text{ KN/m}^2,$$

$$Q_s = 145.04 \text{ KN/m}^2$$

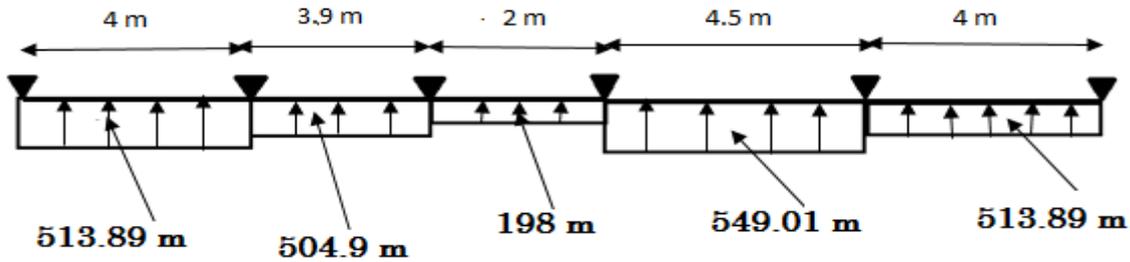
Sens X-X :

- Schéma statique équivalent :



Sens Y-Y :

- Schéma statique équivalent :



- Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

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 (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
M _U (KN.m)	755.99	-885.015
M _S (KN.m)	550.96	-647.94

V(KN)	929.52
-------	--------

Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
M _U (KN.m)	667.92	-905.62
M _s (KN.m)	489.03	-663.01
V(KN)	980.14	

• **Ferraillage :**

Sens Y-Y :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.80\text{ m}$

$h_0=0.40\text{ m}$

$b_0=0.60\text{ m}$

$d=0.75\text{ m}$

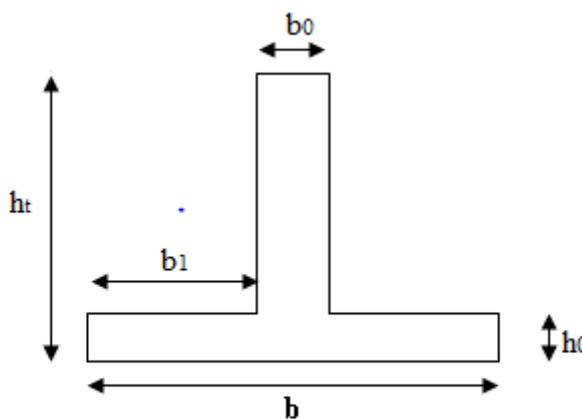


Fig. VI.5 : Section à ferrailer.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{150}{10}; \frac{450}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(15; 225)$$

On prend : $b_1=15\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 15+60=90\text{ cm}$.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
------	--------------	----------------------	-------------------------------------	-------------------------------------	--	-------

Y-Y	Travée	755.99	30.67	8.15	31.4	10HA20
	Appui	-885.015	37.62	5.43	40.25	5HA20+5HA25

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=90 \text{ cm}$$

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

Tableau VI.8.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	667.92	26.90	8.15	31.4	10HA20
	Appui	-905.62	38.79	5.43	40.25	5HA20+5HA25

• **Vérifications :**

A l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu} (\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{bu} (\text{MPa})$	Observation
Sens Y-Y	929.52	1.38	2.5	Vérifiée
Sens X-X	980.14	1.32	2.5	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 contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	550.96	23.27	1638408.848	7.82	15	260.93	201.63
	appui	-647.94	25.7	1974823.26	8.43	15	242.62	201.63
X-X	travée	489.03	22.78	1639018.94	6.80	15	233.71	201.63
	appui	663.01	30.07	1762581.91	11.31	15	253.51	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X et Y-Y).

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	4HA32+4HA20	44.74	26.81	2136591.11	6.91	186.40
	appui	4HA32+4HA25	51.81	32.99	2089632.28	10.23	195.40
X-X	travée	8HA25	39.27	25.46	1940757.36	6.41	187.24
	appui	4HA32+4HA25	51.81	32.99	2089632.28	10.47	199.94

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max}\right] = 22.8 \text{ mm}$$

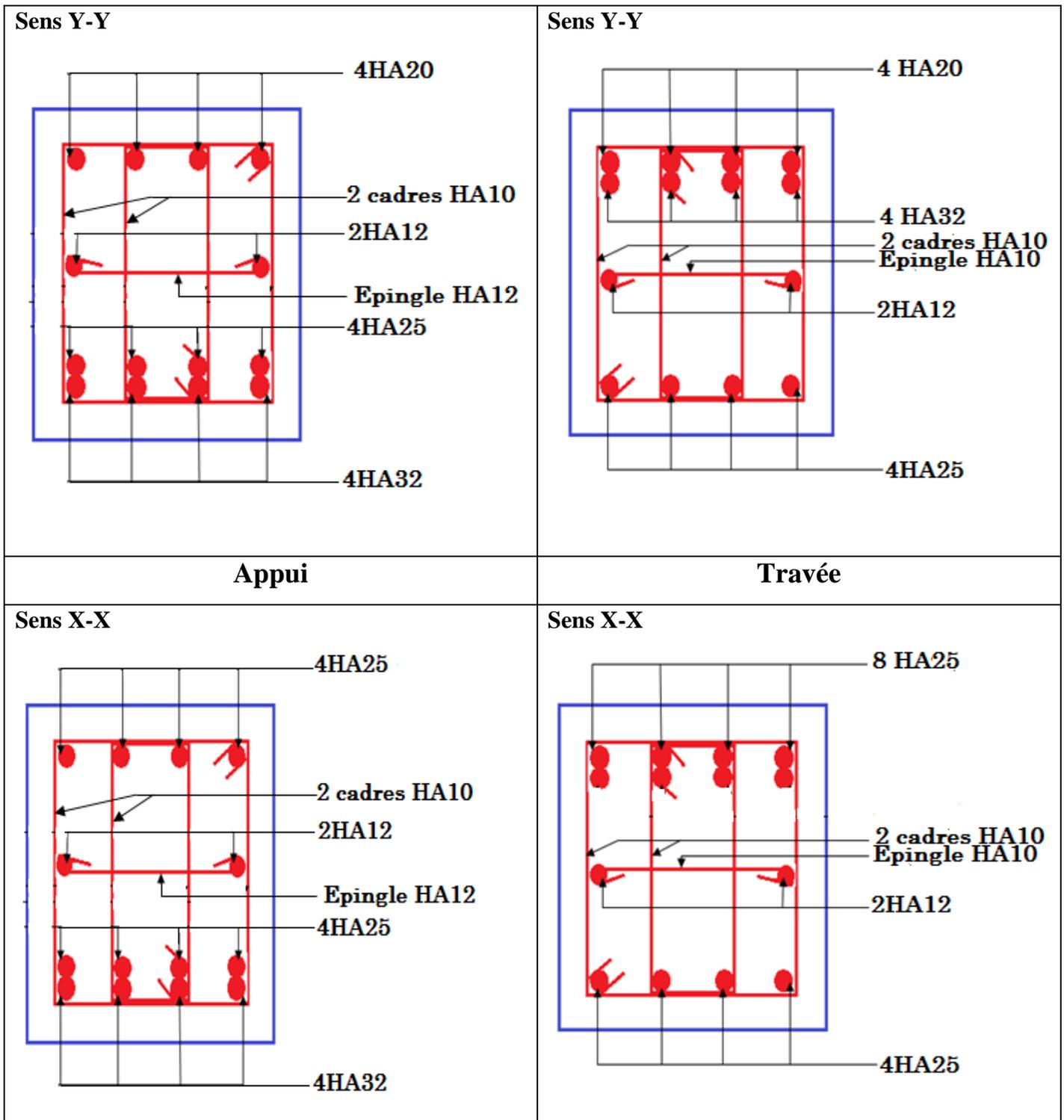
Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

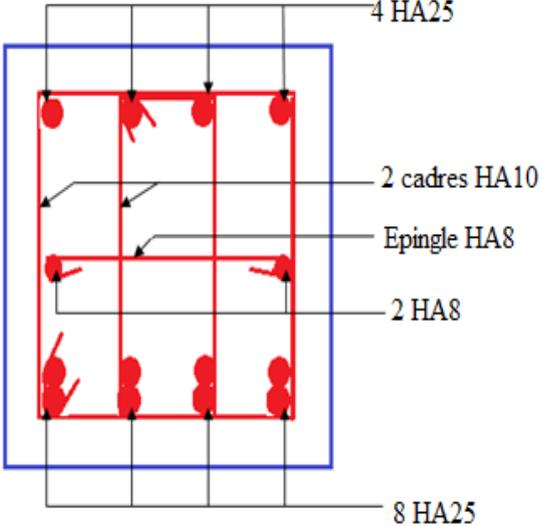
• **Espacement des aciers transversaux**

Soit $4HA10=3.14 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t \text{ min}}) \Rightarrow S_t = \min(75 \text{ cm}; 12 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 12 \text{ cm};$

• **Schémas de ferrailage des nervures**



	 <p>4 HA25</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>Epingles HA8</p> <p>2 HA8</p> <p>8 HA25</p>
<p>Appui</p>	<p>Travée</p>

Conclusion

Pour avoir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est assurée, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- Le choix d'un bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

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} année et M1 Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

Caractéristiques générales

Type ascenseur	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Matière	collective (à usage sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture normale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes	automatiques
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	520	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	540	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autarcisme) (emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises, par le caractère d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Solélex national.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

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	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_y}{l_x}$ \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030