

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment R+ 8+ Entre sol
Contreventé par un système mixte*

Présenté par :

M^r KHERZI halim
M^{elle} CHAFI souad

Encadré par :

M^r I.HADDI

Membres de jury :

M^{me} SELLAMI
M^r GUECHARI

Promotion 2015 /2016

Dédicaces

**AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE TRÈS
MISÉRICORDIEUX**

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents

A ma mère que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes chers frères

Salim, Abdel Ghani, Abdel Aziz, Farid.

A mes très chères sœurs

Sana, meriem, yousra.

A ma grande famille

oncles, tentes, cousins, cousines.

A tout mes chers amis (es)

En particulier souad et sonia.

A mon binome

« Kherzi halim » je le souhaite une grande réussite.

Et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion Génie Civil 2015/2016

Souad.

Dédicaces

**AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE TRÈS
MISÉRICORDIEUX**

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents

A ma mère que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes chers frères

Omar, Fatef, Zahir, Moustafa, Farid

A mes très chères sœurs

Bania, Zakia, Nacira, Chicha

A ma grande famille

Oncles, tentes, cousins, cousines.

A tout mes chers amis (es)

En particulier Sofiane, Tarik et hakim.

A ma binôme

« Chafi souad » je le souhaite une grande réussite.

A mon très cher ami

Malek je le souhaite le bonheur et beaucoup de réussite.

Et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion Génie Civil 2015/2016

Halim 😊

Table des matières

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristiques de la structure	2
I.4. Règlements et normes utilisés	3
I.5. Caractéristiques mécaniques de matériaux	4
I.6. Conclusion	6

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction	7
II.2. Prédimensionnement des éléments principaux	7
II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires	10
II.4. Les escaliers	17
II.5. L'acrotère	19
II.6. Evaluation des charges et surcharges	20
II.7. Descente de charges	23
II.8. Conclusion	33

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	35
III.2. Calcul des planchers	35
III.3. Calcul des chaînages	63
III.4. Etude des dalles pleines	67
III.5. Etude de l'ascenseur	78
III.6. Etude des escaliers	87
III.7. Etude de la L'acrotère	97

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	103
IV.2. Objectifs et exigences	103

Table des matières

IV.3. Méthodes de calcul	103
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	108
IV.5. Modalisation des résultats	108
IV.6. Conclusion	116

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres	117
V.2. Etude des poteaux	127
V.3. Étude des voiles	140

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction	148
VI.2. Choix du type de la fondation	148
VI.3. Combinaisons d'action à considérer	148
VI.4. Les vérifications de types de fondations	148

Conclusion générale	169
Bibliographie	170
Annexe I	171
Annexe II	172
Annexe III	173
Annexe IV	175

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

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.

N : force de compression en général.

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.

Liste des symboles

h_0 : 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.

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.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

C : Cohésion du sol.

γ : poids volumique.

Comb (com) : combinaisons.

Liste des figures

<i>Chapitre II</i>	
Fig.II.1. Coupe de voile en élévation	10
Fig.II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	12
Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles	13
Fig.II.4. Coupe transversale d'une poutrelle	13
Fig.II.5. Dalle sur 4 appuis	15
Fig.II.6. Dalle sur 4 appuis	15
Fig.II.7. Dalle sur 4 appuis	15
Fig.II.8. Dalle sur 4 appuis	15
Fig.II.9. Dalle sur 3 appuis	16
Fig.II.10. Dalle sur 3 appuis	16
Fig.II.11. Cage d'ascenseur	17
Fig.II.12. Schéma de l'escalier	17
Fig.II.13. Escalier à deux volées	18
Fig.II.14. Schéma statique	18
Fig.II.15. Vue en plan d'un acrotère	20
Fig.II.16. Surface qui revient au Poteau « B-2 »	25
Fig.II.17. Surface qui revient au Poteau « B-5 »	27
Fig.II.18. Section brute	31
<i>Chapitre III</i>	
Fig.III.1. Disposition des poutrelles	36
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	37
Fig.III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	37
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	38
Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	38
Fig.III.6. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 03	41
Fig.III.7. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 01	45
Fig.III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	63
Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	66
Fig.III.10. Dalle sur 4 appuis	67
Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 1 ^{er} type	69
Fig.III.12. Dalle sur 3 appuis	70

Liste des figures

Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 2 ^{ème} type	74
Fig.III.14. Dalle sur 4 appuis	74
Fig.III.15. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 2 ^{ème} type	77
Fig.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	81
Fig.III.17. Schéma représentant la surface d'impact	82
Fig.III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	86
Fig.III.19. Schéma de la coupe de l'escalier	87
Fig.III.20. Schéma statique de l'escalier à deux volées	87
Fig.III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier	91
Fig.III.22. Schéma statique de la poutre palier	91
Fig.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière	96
Fig.III.24. Coupe transversale de l'acrotère	97
Fig.III.25. Section à ferrailé	100
Fig.III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	102
<i>Chapitre IV</i>	
Fig.IV.1. Disposition des voiles	109
Fig.IV.2. Mode 1, Translation suivant l'axe y-y	110
Fig.IV.3. Mode 2, Translation suivant l'axe x-x	110
Fig.IV.4. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z	111
<i>Chapitre V</i>	
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques	119
Fig.V.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale du RDC	125
Fig.V.3. schéma de ferrailage de la poutre secondaire du RDC	126
Fig.V.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant	126
Fig.V.5. schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant	126
Fig.V.6. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse	127
Fig.V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse	127
Fig.V.8. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})	147
<i>Chapitre VI</i>	
Fig.VI.1. Schéma de la semelle isolée	150
Fig.VI.2. Semelle filante	151
Fig.VI.3. Schéma du poinçonnement	154
Fig.VI.4. Dalle sur quatre appuis	157

Liste des figures

Fig.VI.5. Schéma de ferrailage du radier	161
Fig.VI.6. Schéma statique du débord	161
Fig.VI.7. Schéma de ferrailage du débord	162
Fig.VI.8. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y	163
Fig.VI.9. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x	163
Fig.VI.10. Section à ferrailé	164
Fig.VI.11. ferrailage des nervures dans le sens y-y	168
Fig.VI.12. ferrailage des nervures dans le sens x-x	168

Liste des tableaux

<i>Chapitre II</i>	
Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant à usage habitation ou commercial	21
Tableau II.3. Évaluation des charges dans la dalle pleine	21
Tableau II.4. Evaluation des charges dans les murs extérieure	21
Tableau II.5. Evaluation des charges du palier	22
Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée	22
Tableau II.7. Evaluation des charges de l'acrotère	23
Tableau II.8. La loi de dégression des charges d'exploitation	24
Tableau II.9. Poids propre des poteaux	24
Tableau II.10. Evaluation des poids propres des poutres	24
Tableau II.11. Descente de charge poteau « B-2 »	26
Tableau II.12. Descente de charge poteau « B-4»	28
Tableau II.13. Vérification de critère de résistance	30
Tableau II.14. Vérification au flambement	32
Tableau II.15. Caractéristiques des éléments structuraux	33
<i>Chapitre III</i>	
Tableau III.1. Les Types des poutrelles	39
Tableau III.2. Combinaisons d'actions	40
Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées	42
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	44
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3)	45
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	47
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	47
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	47
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	47
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	47
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	47
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	47
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type5)	48
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 1)	48

Liste des tableaux

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 1)	48
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 2)	48
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 2)	48
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 3)	48
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 3)	49
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 4)	49
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 4)	49
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 5)	49
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 5)	49
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 3)	49
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 3)	50
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 4)	50
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 4)	50
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 05)	50
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 05)	50
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 06)	50
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 06)	51
Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	60
Tableau III.33. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC	61
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC	61
Tableau III.35. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	61
Tableau III.36. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	62
Tableau III.37. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	62
Tableau III.38. Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage	64
Tableau III.39. Evaluation de la flèche dans la poutre de chaînage	66
Tableau III.40. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle	68
Tableau III.41. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	72
Tableau III.42. Résultats de ferrailage du 3 ^{eme} type de dalle	76
Tableau III.43. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	79
Tableau III.44. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur (charge concentré)	84
Tableau III.45. ferrailage de la partie AB de l'escalier à deux volées	89
Tableau III.46. Ferrailage de la poutre palière en travée et aux appuis	92

Liste des tableaux

Tableau III.47. Calcul des sollicitations à l'ELS	95
Tableau III.48. Charge permanente revenant à l'acrotère	97
Tableau III.49. Combinaisons d'action de l'acrotère	98
<i>Chapitre IV</i>	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	109
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales	112
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	112
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	113
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	114
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	115
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	116
<i>Chapitre V</i>	
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	121
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	123
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	123
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	124
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	124
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	129
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux	130
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	132
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales	133
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	135
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	135
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	136
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux	137
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale	138
Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	138
Tableau V.16. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1}	142
Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	144
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux	144
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	145
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	146

Liste des tableaux

<i>Chapitre VI</i>	
Tableau VI.1. calcul de l'effort N transmis aux fondations l'ELS	153
Tableau VI.2. tableau ferrailage du radier	158
Tableau VI.3. vérification des contraintes dans le radier	160
Tableau VI.4. vérification des contraintes nouvelles	160
Tableau VI.5. section d'armatures du débord	161
Tableau VI.6. sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	164
Tableau VI.7. sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	164
Tableau VI.8. ferrailage des nervures dans le sens transversal	165
Tableau VI.9. verification de l'effort tranchant dans les nervures	166
Tableau VI.10. vérification des contraintes dans les nervures	166

Introduction

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier un bâtiment R + 8+ entre sol contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Nous avons opté pour le plan suivant :

- ❖ Généralités ;
- ❖ Prédimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
- ❖ Calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, ...) ;
- ❖ Étude dynamique de la structure (période, interaction,) ;
- ❖ Étude des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) ;
- ❖ Étude des fondations.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture d'urbanisme OUARET MOURAD, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage d'habitation et services commerce. Sa structure est en R +8 +entre sol, implantée dans la Ville de Bejaia, commune de Bejaia, lieu-dit lotissement DJAMA, bloc D, Cette région est classée en zone de sismicité moyenne IIa, selon le (RPA 99/version 2003).

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

❖ Largeur en plan	9.87m
❖ Longueur en plan	17.21 m
❖ Hauteur du entre sol	3.06m
❖ Hauteur du RDC	4.08m
❖ Hauteur étage courant	3,06m
❖ Hauteur totale	31.62m

I.3.2. Données du site

- ❖ Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ La nature de ce terrain est constituée essentiellement par des argiles limoneuses.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usages 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le site est de catégorie S3 (site meuble).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,2$ bars, à partir de 3,80m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel.
- ❖ Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

I.3.3. 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.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- ❖ RPA 99 /version 2003
- ❖ BAEL91/modifiées 99
- ❖ CBA 93

- ❖ DTR B.C.2.2
- ❖ DRT B.C. 2.33.2.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton choisi est de classe C25/30, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression

(Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est

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

I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3)E_{ij} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}).$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93}).$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \text{ on a : } \left\{ \begin{array}{l} E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.5.1.4. Contrainte limite à l'ELU

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ **BAEL91(Art. A.4.3.4)**

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

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

I.5.1.5. Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.2. L'acier

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

- ❖ Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- ❖ Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- ❖ Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$.

- ❖ Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$.
- ❖ Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 Mpa$.

I.6. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données au dessous :

Béton	{	Résistance caractéristique (f_{c28}) 25 MPa.
		Contrainte limite à l'ELU : Situation durable 14,2 Mpa.
		: Situation accidente 18.45 Mpa.
		Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc}) 15 MPa.
Acier	{	Limite d'élasticité f_e 400 MPa.
		Module d'élasticité 2×10^5 MPa.
		Contrainte de calcul à l'ELU : Situation accidentelle ... 400 MPa.
		: Situation courante 348 MPa.
		Contrainte à l'ELS : FN 240 MPa.
: FTN 176 MPa.		

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

I.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les règles et les prescriptions des règlements mis en vigueur (RPA99/version 2003, CBA93, BAEL91/version 99, DTR).

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

II.2. Prédimensionnement 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 $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- ❖ h : hauteur de la poutre.
- ❖ L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$)

D'où :

$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

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

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

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 ($L_{\max}=447-30=417\text{cm}$)

$L_{\max}=417\text{cm} \Rightarrow 27.8\text{cm} \leq h \leq 41.7\text{cm}$.

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

$b = 30\text{cm}$

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

II.2.2. Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

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

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

- D'après le **RPA99/version 2003 (Art7.4.1)**

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage

- D'après **CBA 93 (Art B.8.4.1)**

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ❖ entre-sol, R.D.C et 1^{er} étage : (b,h) = (35,40) cm².
- ❖ 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage : (b,h) = (35,35) cm².
- ❖ 5^{eme} et 6^{eme} étage : (b,h) = (30,35) cm².
- ❖ 7^{eme} et 8^{eme} étage : (b,h) = (30,30) cm².

II.2.3. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes, **RPA99 (Art 7.7.1)** :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ L \geq 4e. \end{cases}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Largeur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Pour les étages courants

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

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ L > 4e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e \geq \max (14.3; 15) \\ L > 60 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte une épaisseur de **e ≥ 15cm**.

$$\text{Avec : } L_{\min} \geq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le RDC} \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{388}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ l > 4e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e \geq \max (19.4; 15) \\ l > 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e; \text{ D'ou: } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

On opte une épaisseur de **e ≥ 20cm**

$$\text{Avec : } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

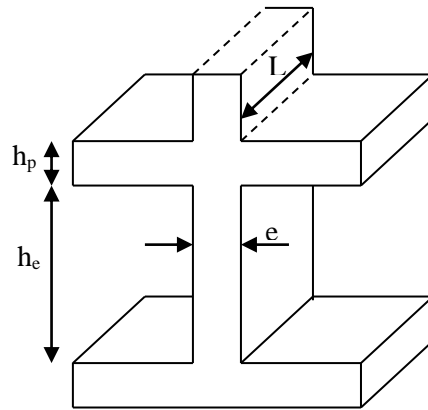


Figure. II.1. Coupe de voile en élévation

II.3. Prédimensionnement 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.

II.3.1.1. 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 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec:

- ❖ h_t = hauteur totale du plancher.
- ❖ L = travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{447-30}{22,5} = 18.53\text{cm}$$

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.

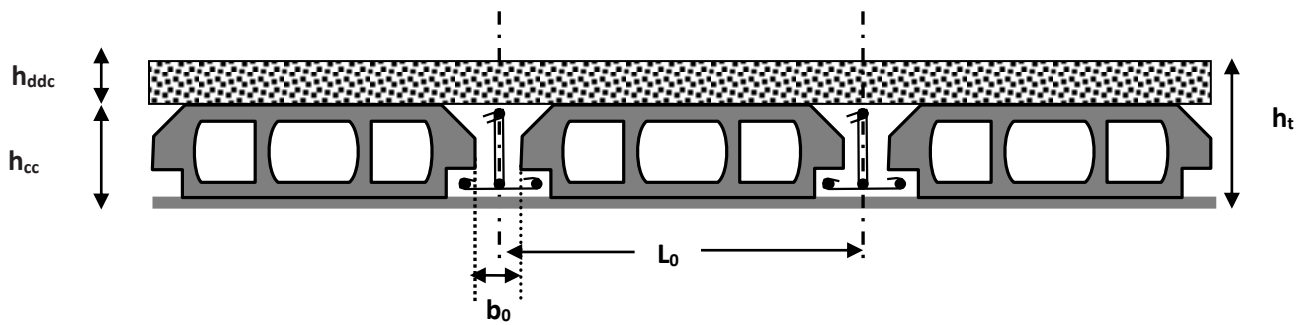


Figure II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

a) 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** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ❖ **Le critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre 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 II.3.

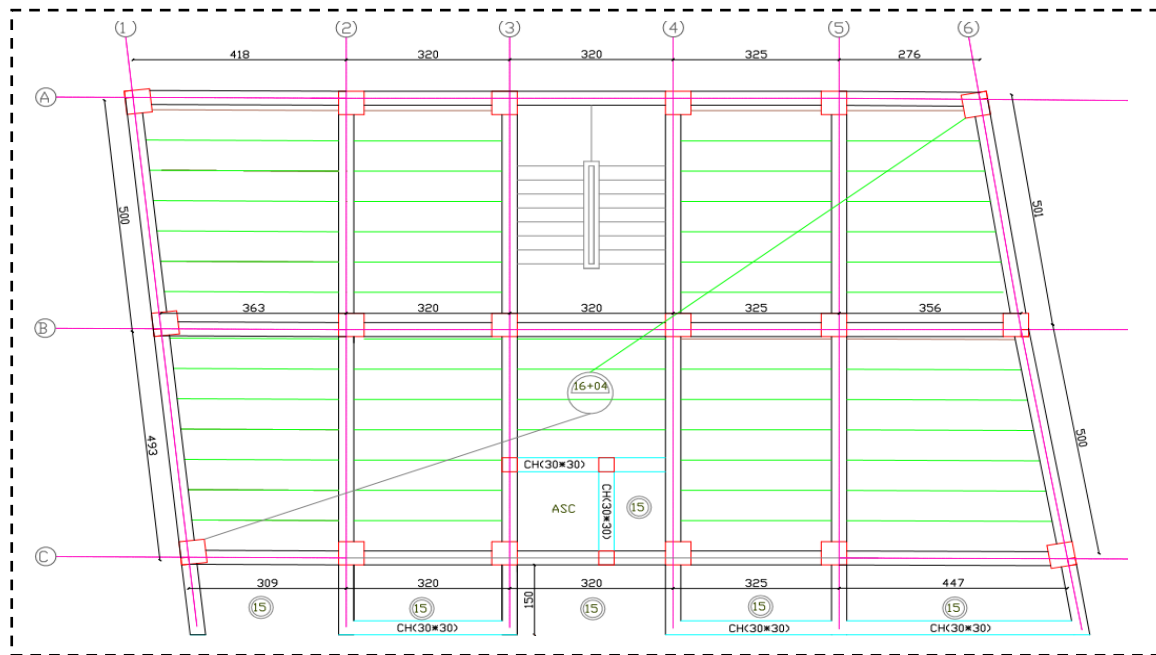


Figure. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles

❖ 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.

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

Soit : **b₀ = 10cm**

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux

nervures successives.

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

$L_y = 276 - 35 = 241\text{cm}$

Donc : **L_x = 55cm**

L_y = 241cm.

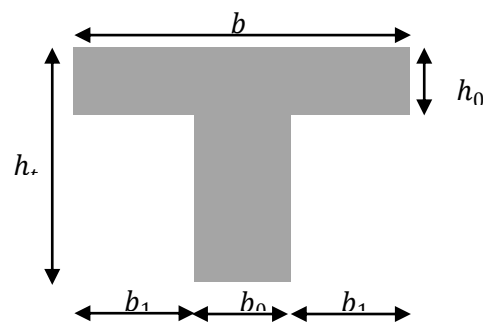


Figure. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{241}{10} \right)$$

$$* \quad b_1 \leq \min (27.5 ; 24.1)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 24.1 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24.1 + 10 = 58.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 55 \text{ cm}$$

II.3.1.2. Les dalles pleines

Définition : Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ Critère de résistance

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

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis, } \rho < 0,4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis, } \rho \geq 0,4.$$

❖ Critère de coupe – feu

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

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)}$$

Avec : e = épaisseur de la dalle.

❖ Isolation phonique

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine.

❖ Dalle sur 4 appuis

On a: $L_x = 1.21 \text{ m}$.

$L_y = 4.16 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.45 \text{ cm} \leq e \leq 4.03 \text{ m}$$

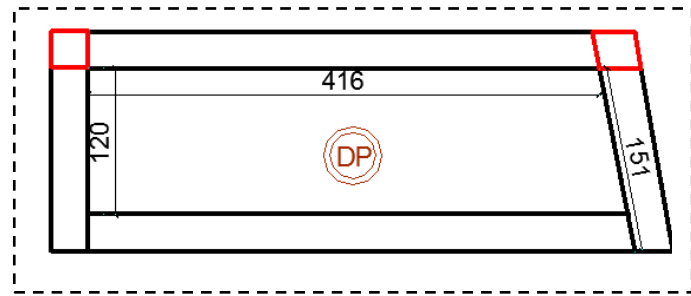


Figure II.5. Dalle sur 4 appuis

❖ Dalle sur 4 appuis

On a : $L_x = 1.20 \text{ m}$.

$L_y = 2.95 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$2.66 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

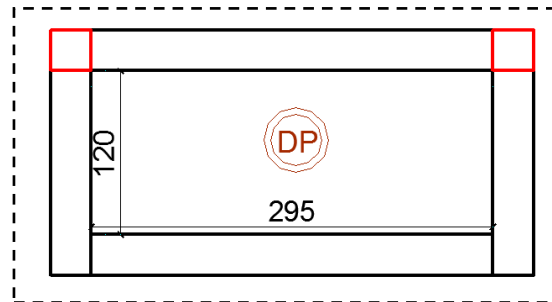


Figure II.6. Dalle sur 4 appuis

❖ Dalle sur 4 appuis

On a : $L_x = 1.20 \text{ m}$

$L_y = 2.90 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$2.66 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

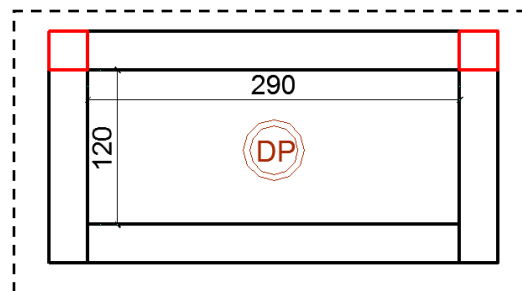


Figure II.7. Dalle sur 4 appuis

❖ Dalle sur 4 appuis

On a : $L_x = 1.00 \text{ m}$

$L_y = 1.70 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{100}{45} \leq e \leq \frac{100}{40}$$

$$2.22 \text{ cm} \leq e \leq 2.5 \text{ cm}$$

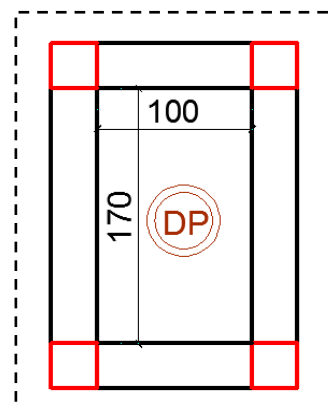


Figure II.8. Dalle sur 4 appuis

❖ Dalle sur 3 appuis

$$\text{On a : } L_x = 1.51 \text{ m}$$

$$L_y = 2.77 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{151}{45} \leq e \leq \frac{151}{40}$$

$$3.35 \text{ Cm} \leq e \leq 3.77 \text{ Cm}$$

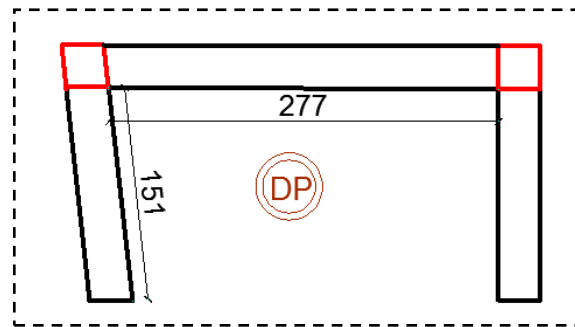


Figure II.9. Dalle sur 3 appuis

❖ Dalle sur 3 appuis

$$\text{On a : } L_x = 1.50 \text{ m}$$

$$L_y = 2.90 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3.33 \text{ Cm} \leq e \leq 3.75 \text{ Cm}$$

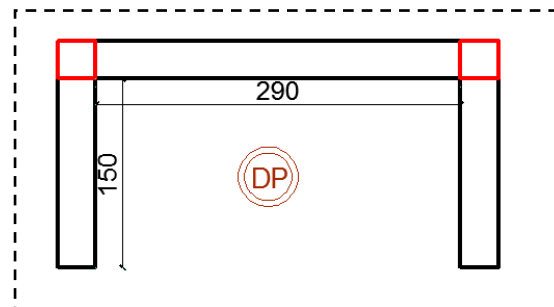


Figure II.10. Dalle sur 3 appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur :
e = 15Cm.

II.3. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8+entre sols) à usage d'habitation + commercial on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur : (**Annexe III**)

- ❖ L : Longueur de l'ascenseur.
- ❖ l : Largeur de l'ascenseur.
- ❖ H : Hauteur de l'ascenseur.
- ❖ $F_c = 102 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.
- ❖ $D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due à la salle des machines.

- ❖ $P_m=15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.
- ❖ $P_{personnes}=6.3\text{KN}$: La charge nominale.
- ❖ $V=1.00\text{ m/s}$: La vitesse.

III.3.1. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x = 1.70\text{m}$ et $L_y = 1.60\text{m}$ donc une surface

$$S = 1.70 * 1.60 = 2.72\text{m}^2$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.70}{20} = 0.085\text{m}$$

Soit alors son épaisseur est $e = 15\text{cm}$.

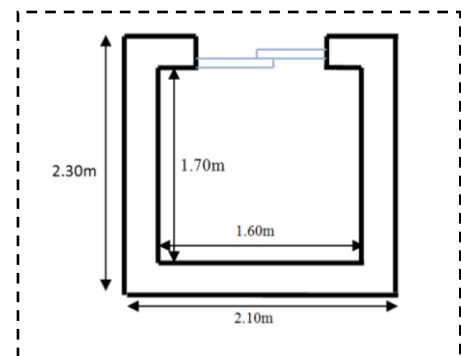


Figure II.11. Cage d'ascenseur

II.4. Les escaliers

II.4.1. Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α)
- (7) : emmarchement.

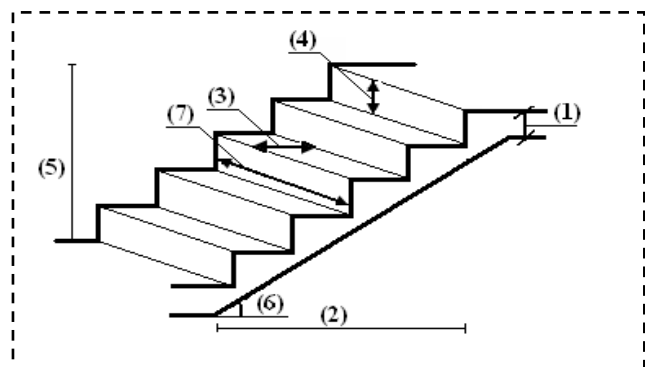


Figure II.12. Schéma de l'escalier

II.4.2. Dimensionnement

- ❖ la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- ❖ la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$\begin{cases} n = H/h \\ L_0 = (n-1)g \end{cases}$$

n : le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L₀ : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

II.4.2.1. Les différents types d'escaliers

Dans notre projet on distingue un seul type d'escalier à deux volées

- Escalier droit à deux volées

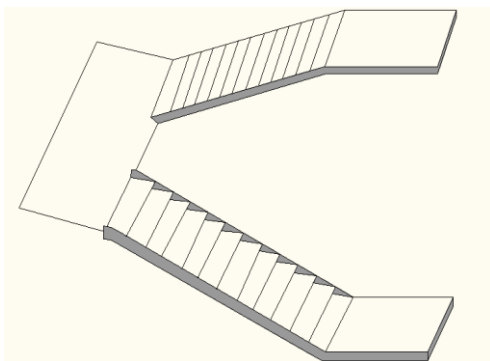


Figure II.13. Escalier à deux volées

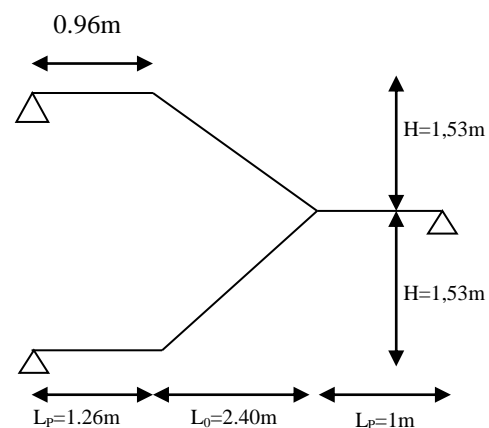


Figure II.14. Schéma d'escalier

❖ **Calcul du nombre de marches et de contre marche**

On a : $L_0 = 2,40m$; $H = 1,53m$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 * 1,44 + 210)n + 2 * 1,44 = 0$$

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

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)**

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 26,25cm \Rightarrow g = 30cm$$

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

❖ **Inclinaison de la pailasse :** $\tan \alpha = \frac{1,53}{2,40} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

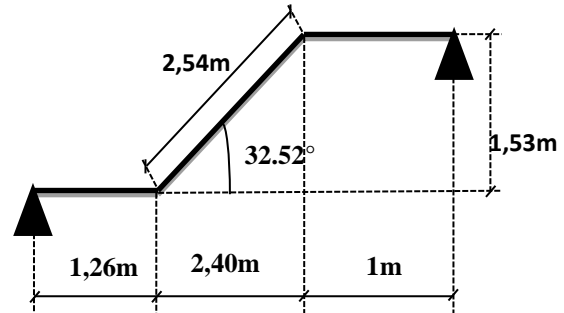
❖ **Epaisseur de la pailasse**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée (longueur développée)

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.



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

$$L = 1,26 + \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1 = 5,11m$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{511}{30} \leq e \leq \frac{511}{20} \\ e \geq 11cm \Rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : **e=18cm**

II.5. L'acrotère :

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encadrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est

soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

$$S = (0.12 \times 0.6) + (0.08 \times 0.17) + (0.05 \times 0.15) + (0.05 \times 0.1) + (0.12 \times 0.15) / 2$$

$$S = 0.1071 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times S = 2.68 \text{ KN/ml.}$$

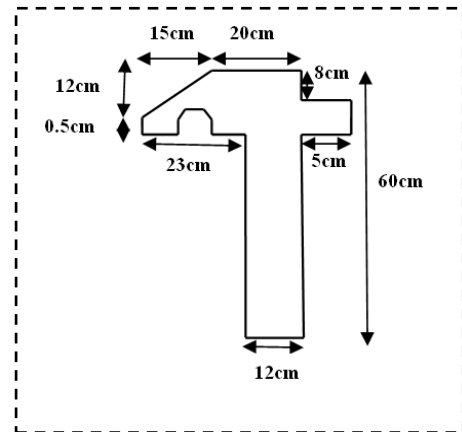


Figure II.15. Vue en plan d'un acrotère

II.6. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

II.6.1. Terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.015	4	0.27
4	Forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G= 6.52
Surcharge d'exploitation				Q= 1

II.6.2. Plancher d'étage courant ou commercial

Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant à usage habitation

Ou commercial

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
6	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale				G= 5.33
Surcharge d'exploitation : Etage d'habitation				Q= 1.5
Etage à usage commercial				Q= 5

II.6.3. Dalle pleine

Tableau II.3. Évaluation des charges dans la dalle pleine

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G= 5.23
Surcharge d'exploitation pour les balcons à usage d'habitation				Q=3.5
				Q=1.5

II.6.4. Les murs extérieurs (double paroi en brique creuses 15*20*50)

Tableau II.4. Evaluation des charges dans les murs extérieurs

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'air	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9

4	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G= 2.93

II.6.5. Les escaliers

II.6.5.1. Palier

Tableau II.5. Évaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
5	Palier	0.15	25	3.75
Charge permanente totale				G= 5.23
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5 Q=5

II.6.5.2. Volée

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

- ❖ Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- ❖ Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- ❖ Poids du revêtement et du mortier de pose :
 - ✓ Horizontal: $\gamma.e$.
 - ✓ Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

Tableau II.6. Évaluation des charges de la volée

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
2	Revêtement vertical	0.011	22	0.24
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40

5	Enduit de pâte	0.015	18	0.21
6	Les marches	0.17x (1/2)	22	1.87
7	Paillasse	0.18	25	4.5
Charge permanente totale				G= 7.66
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5

II.6.6. L'acrotère

Tableau II.7. Évaluation des charges de l'acrotère

N	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
1	Poids propre de l'acrotère	0.1	0.1071	25	2.67
2	Enduit de ciment intérieur	0.015	0.0075	20	0.15
3	Enduit de ciment extérieur	0.02	0.01	20	0.2
Charge permanente totale					G=3.02
Charge d'exploitation					Q=1

II.7. Descente des charges

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 charge pour les poteaux les plus sollicités.

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₁, Q₂, ..., 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 :Q₀.
- Sous le dernier étage :Q₀+Q₁.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :Q₀+0.95 (Q₁+Q₂).
- Sous l'étage immédiatement inférieur :Q₀+0.90 (Q₁+Q₂+Q₃).
- Pour n ≥ 5 :Q₀+ (3+n/2n) × (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+...+Q_n).

Tableau II.8. La loi de dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression	Q cumulée [KN /m ²]
N ₁₀	Q ₀	1
N ₉	Q ₀ +Q ₁	2.5
N ₈	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	3.85
N ₇	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
N ₆	Q ₀ +0.875 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.25
N ₅	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
N ₄	Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75
N ₃	Q ₀ +0.714 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	8.497
N ₂	Q ₀ +0.6875 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)	9.25
N ₁	Q ₀ +0.667(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉)	12.339

❖ Poids propre des poteaux

$$P = S \times 25 \times ht$$

Tableau II.9. Poids propre des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G _{pot} (KN)
RDC	35*40	(0.35*0.40*4.08)*25=14.28
Entre sol, et 1 ^{er} étage	35*40	(0.35*0.40*3.06)*25 =10.71
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	35*35	(0.35*0.35*3.06)*25 = 9.37
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	30*35	(0.30*0.35*3.06)*25 = 8.03
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	30*30	(0.30*0.30*3.06)*25 = 6.88

❖ Poids des poutres

$$P = S \times 25$$

Tableau II.10. Evaluation des poids propres des poutres

Les poutres	Poutre principale	Poutre secondaire
S (cm ²)	30×40	30×35
P (KN/ml)	0.30*0.40*25= 3	0.30*0.35*25= 2.625

A) Poteau « B-2 »

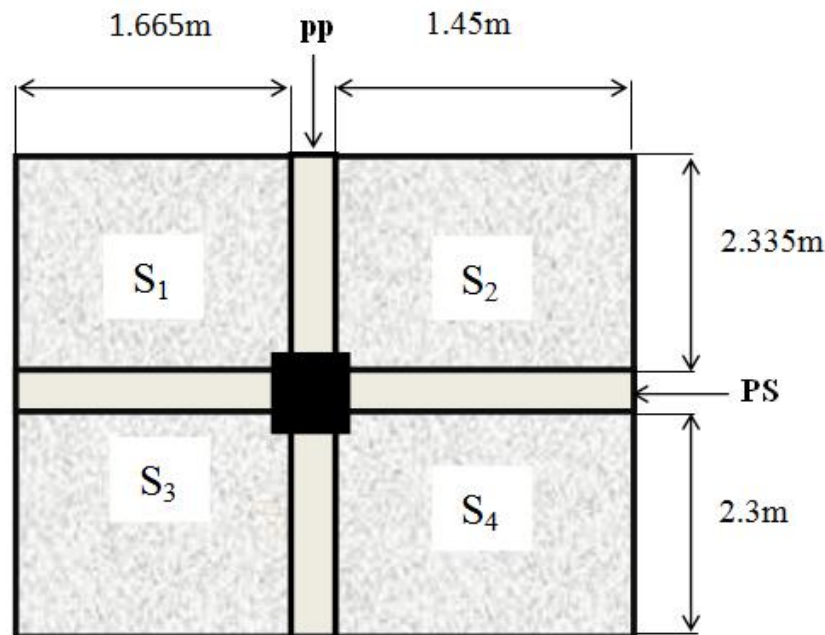


Figure II.16. Surface qui revient au Poteau « B-2 »

Exemple de calcul

- ✓ Poutres principales (30×40).
- ✓ Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afferent: $S_{\text{afferent}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_{\text{afférente}} = (1.665 \times 2.335) + (1.45 \times 2.335) + (1.665 \times 2.3) + (1.45 \times 2.3)$$

$$S_{\text{afférente}} = 14.438 \text{m}^2$$

- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{PS}}$

$$S_{\text{poutres}} = 2.325 \text{m}^2$$

- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférent}} + S_{\text{poutres}}$

$$S_{\text{totale}} = 16.85 \text{m}^2$$

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.52 \times 14.438 = 94.13 \text{KN}$.

G : Plancher étages : $G = 5.33 \times 14.438 = 76.95 \text{KN}$.

G : Poutres principales : $G = [0.4 \times 0.30 \times (4.9 - 0.3)] \times 25 = 13.8 \text{KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.35 \times 0.30 \times (3.41 - 0.3)] \times 25 = 8.16 \text{KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 16.85 = 16.85 \text{KN}$.

Q : étage courant : $Q = 1.5 \times 16.85 = 25.175 \text{KN}$.

Q : RDC : $Q = 5 \cdot 16.85 = 84.25 \text{KN}$

Tableau II.11. Descente de charge poteau « B-2 »

Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N ₁₀	Plancher	94.13	122.97	16.85	191.28	210.41
	Poutre p	13.8				
	Poutre s	8.16				
	poteau	6.88				
N ₉	Plancher	76.95	228.76	42.12	372	409.20
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	6.88				
N ₈	Plancher	76.95	335.7	64.87	550.5	605.55
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	8.03				
N ₇	Plancher	76.95	442.64	85.09	725.19	797.71
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	8.03				
N ₆	Plancher	76.95	550.92	105.31	901.70	991.87
	Poutre P	13.8				
	Poutre s	8.16				
	Poteau	9.37				
N ₅	Plancher	76.95	659.2	117.95	1066.84	1173.52
	Poutre P	13.2				
	Poutre s	8.16				
	Poteau	9.37				
N ₄	Plancher	76.95	767.48	122.16	1219.33	1341.27
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	9.37				
N ₃	Plancher	76.95	877.1	143.17	1398.84	1538.72
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	10.71				
N ₂	Plancher	76.95	986.72	155.86	1565.86	1722.44
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	10.71				
N ₁	Plancher	76.95	1099.91	207.38	1795.94	1975.54
	Poutre P	13.8				
	Poutre S	8.16				
	Poteau	14.28				

❖ a la base : $G = 1099.91 \text{ KN} \implies N_U = 1795.94 \text{KN}$

$Q = 207.38 \text{KN}$

B. poteau « B-4 »

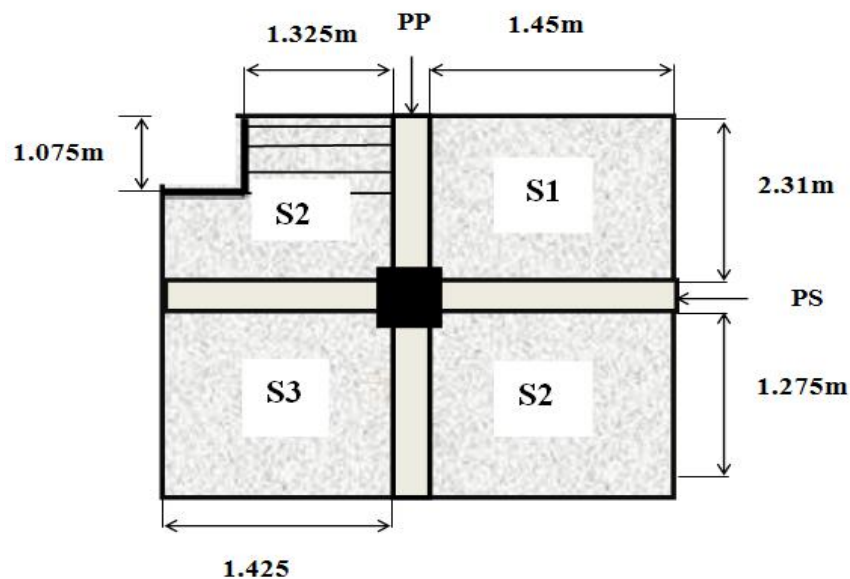


Figure II.17. Surface qui revient au Poteau « B-4 »

➤ Exemple de calcul

✓ Surface afférente du plancher : $S = ((2.31 \times 1.45) + (2.275 \times 1.45) + (2.275 \times 1.425)) = 9.89\text{m}^2$

✓ Surface d'escalier : $S = (1.42 + 1.76) = 3.18\text{m}^2$

✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$

$$S_{\text{poutres}} = 2.238\text{m}^2$$

✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

$$= 12.128\text{m}^2$$

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 13.18 \times 6.52 = 85.93\text{KN}$.

G : Plancher étages : $G = 9.89 \times 5.33 = 52.71\text{KN}$.

G : Poutres principales : $G = [0.4 \times 0.30 \times 4.585] \times 25 = 13.755\text{KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.35 \times 0.30 \times 2.875] \times 25 = 7.55\text{KN}$.

G : volée : $G = 1.42 \times 8.83 = 12.53\text{KN}$.

G : palier : $G = 1.76 \times 5.23 = 9.20\text{KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 15.418 \times 1 = 15.418\text{KN}$.

Q : étage courant : $Q = (12.128 \times 1.5) + 2.5 (1.42 + 1.76) = 26.142\text{KN}$.

Q : RDC : $Q = (12.128 \times 5) + 2.5 (1.42 + 1.76) = 68.59\text{KN}$.

Effort normale : $N_u = 1.35NG + 1.5NQ$.

Effort normale majoré : $N'u = 1.1 \times Nu$.

Tableau II.12. Descente de charge poteau « B-4 »

Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N10	plancher	85.93	114.11	15.418	177.17	194.88
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	6.88				
N9	plancher	52.71	216.74	41.56	354.94	390.43
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	6.88				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N8	plancher	52.71	320.515	65.08	530.31	583.34
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	8.03				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N7	plancher	52.71	424.29	86.00	701.79	771.97
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	8.03				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N6	plancher	52.71	529.40	106.91	875.05	962.55
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	9.37				
	volée	12.53				
	palier	9.20				

N5	plancher	52.71	634.52	119.98	1036.57	1140.22
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	9.37				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N4	plancher	52.71	739.635	133.05	1198.08	1317.88
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	Poteau	9.37				
	volée	12.53				
	Palier	9.20				
N3	Plancher	52.71	846.09	146.07	1361.32	1497.45
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	10.71				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N2	plancher	52.71	952.545	159.20	1524	1676.4
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	10.71				
	volée	12.53				
	palier	9.20				
N1	plancher	52.71	1059	200.66	1730.64	1903.70
	Poutre p	13.755				
	Poutre s	7.55				
	poteau	14.28				
	volée	12.53				
	palier	9.20				

N à la base : G = 1059KN



NU = 1730.64KN

Q = 200.66KN

II.9.3. : Remarque

Les calculs montrent que le poteau « 2.B » est le plus sollicité sous charges verticales.

$G_{\text{totale}}=1099.91\text{KN}$, $Q_{\text{totale}}=207.66\text{KN}$ et $N_u=1795.94\text{KN}$.

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U à 10%, telle que : $N_U'=1.1 (1.35G+1.5Q)$.

Donc : $N'_u=1975.54\text{KN}$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N'_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \implies B \geq \frac{1975.54 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.139$$

$$B \geq 0.139\text{m}^2$$

Tableau II.13. Vérification de critère de résistance

Niveau	$N'_u(\text{KN})$	$B(\text{m}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Observation
N10	210.41	0.09	2.34	Vérifiée
N9	409.20	0.09	4.54	Vérifiée
N8	605.55	0.105	5.77	Vérifiée
N7	797.71	0.105	7.59	Vérifiée
N6	991.87	0.1225	8.09	Vérifiée

N5	1173.52	0.1225	9.58	Vérifiée
N4	1341.27	0.1225	10.94	Vérifiée
N3	1538.27	0.14	10.98	Vérifiée
N2	1722.44	0.14	12.30	Vérifiée
N1	1975.54	0.14	14.11	Vérifiée

❖ Critère de stabilité de forme

- Vérification au flambement

D'après le **CBA93** on doit vérifier que :

$$N'_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ

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

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec : $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec :

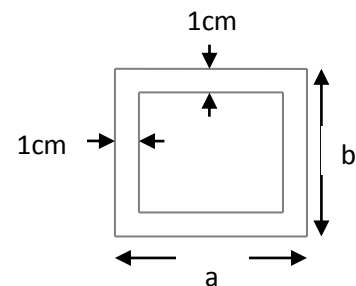


Figure II.18. Section brute

a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

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

On prend: $A_s = 1\% \times Br$

A_s : section d'armature.

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N'u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Pour le poteau de RDC (**N2**) :

$$B_r = (0.35 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.125 \text{ m}^2$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.88$$

$$L_f = 2.716 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.716}{0.115} = 23.62 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{23.62}{35} \right)^2} = 0.78$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{1.72244}{0.78 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)} = 0.100 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.125 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.100 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u (KN)	B _{r_{cal}} (m ²)
35×40	1400	2.86	2.002	17.40	0.810	0.125	1975.54	0.111
35×35	1225	2.86	2.002	19.81	0.800	0.109	1341.27	0.076
30×35	1050	2.86	2.002	28.30	0.751	0.092	1173.52	0.048
30×30	900	2.86	2.002	33.02	0.721	0.078	409.20	0.026

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

❖ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots (2) \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions du R.P.A.

II.8. Conclusion

Les sections optées pour les éléments sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	Largeur b(cm)	Hauteur h(cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteau d'entre sol	35	40
Poteau de RDC	35	40
Poteau de 1 ^{ère} étage	35	40
Poteau de 2 ^{ème} étage	35	35
Poteau de 3 ^{ème} étage	35	35
Poteau de 4 ^{ème} étage	35	35
Poteau de 5 ^{ème} étage	30	35
Poteau de 6 ^{ème} étage	30	35
Poteau de 7 ^{ème} étage	30	30
Poteau de 8 ^{ème} étage	30	30

Voiles : Entre sol et RDC	e = 20
Etages courants	e = 15

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur etc.). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. 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.2.2 Disposition des poutrelles

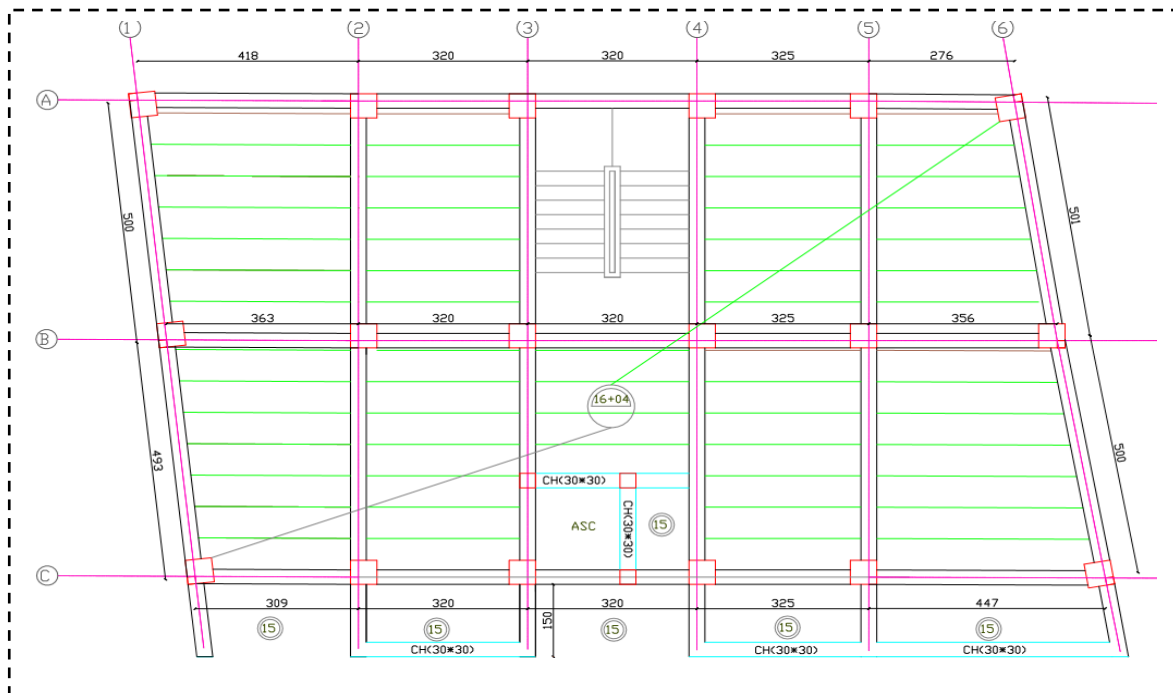


Figure III.1. Disposition des poutrelles

III.2.3. Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode Caquot

A) Méthode Forfaitaire (BAEL 91) :

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

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- ❖ Plancher à surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5\text{kn/m}^2)$).
- ❖ Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- ❖ Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
- ❖ Fissuration peut 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. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq M_{ax} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$

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

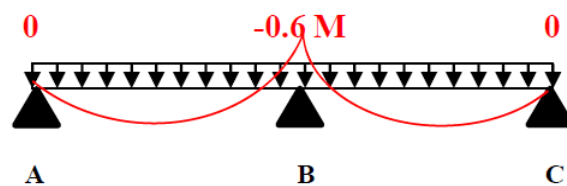


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

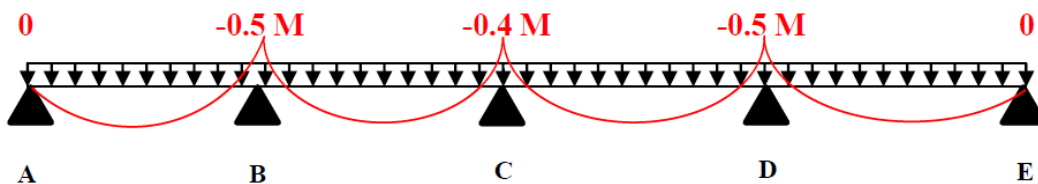


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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 R.P.A 99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^n)$

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.

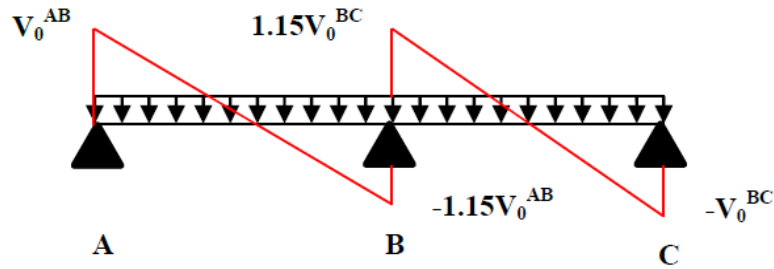


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

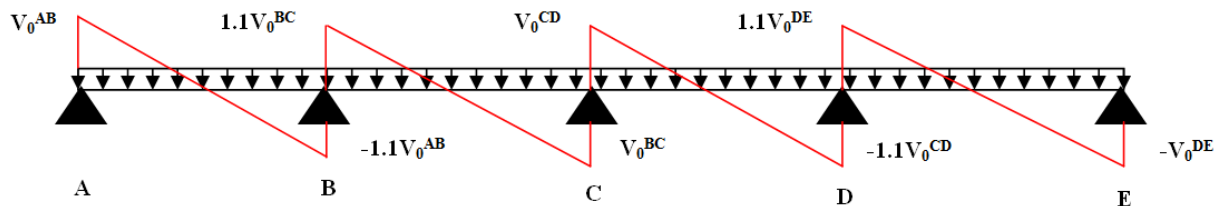


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

B) Méthode de Caquot (BAEL 91)

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Son 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

Moment en travée

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

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

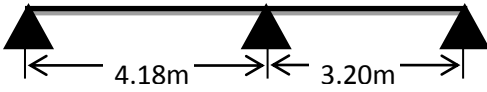

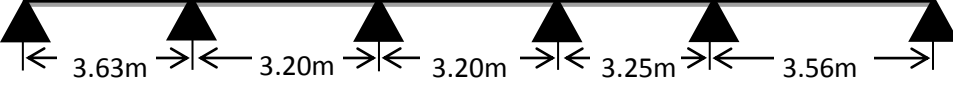


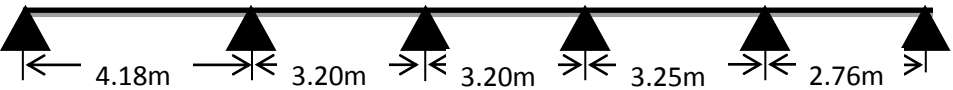
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

❖ **Les Différents types des poutrelles :**

On a 6 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les types de poutrelles

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

➤ Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit :

RDC, étage courant : type (1, 2, 3,4,5)

Terrasse inaccessible : type (3, 4, 5, 6)

III.2.4. 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**

$G = 6.52 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.69 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times b = (6.52 + 1) \times 0.65 = 4.88 \text{ KN/ml}$

$P_u = 6.69 \text{ KN/ml}$

$P_s = 4.88 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant**

$q_u = 6.14 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4.43 \text{ KN/ml}$

➤ **Pour le RDC**

$q_u = 9.55 \text{ KN/ml}$

$q_s = 6.71 \text{ KN/ml}$

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

Tableau III.2. Combinaisons d'actions

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	6.52	1.0	10.30	6,69	7.52	4.89
Plancher Etage courant	5.33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
RDC	5.33	5	14.69	9.55	10.33	6.71

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour les types 2, 3, 4.

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

Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant

- **Application de la méthode forfaitaire pour le 3^{eme} type de Plancher étage courant**

Etude d'une poutrelle à 5 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 03).

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$G_t = 5.33 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de plancher étage courant.

$$\diamond Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min(2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min(2 \times 5.33, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2$$

Pour la 1^{ère} condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.

- ❖ La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l'inertie constante) donc la 2^{ème} condition est vérifiée.
- ❖ Le rapport entre les travées successives pour le type 03 :

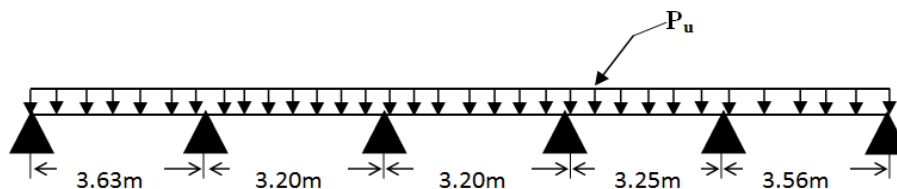


Figure III.6. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 03

$$L_i / L_{i+1} = 3.63 / 3.20 = 1.13$$

$$= 3.20 / 3.20 = 1.00$$

$$= 3.20 / 3.25 = 0.98$$

$$= 3.25 / 3.56 = 0.91$$

On remarque que le rapport est compris entre 0.8 et 1.25 donc la 3^{ème} condition est vérifiée

- ❖ Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où La 4^{ème} condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des sollicitations :

À l'ELU : $p_u = 6.14 \text{ KN/m}^2$

À l'ELS : $P_s = 4.44 \text{ KN/m}^2$

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

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

Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

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

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{6.14 \times (3.63)^2}{8} = 10.113 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{6.14 \times (3.20)^2}{8} = 7.859 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = \frac{6.14 \times (3.20)^2}{8} = 7.859 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = \frac{6.14 \times (3.25)^2}{8} = 8.107 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{6.14 \times (3.56)^2}{8} = 9.727 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{4.44 \times (3.63)^2}{8} = 7.313 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{4.44 \times (3.20)^2}{8} = 5.683 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = \frac{4.44 \times (3.20)^2}{8} = 5.683 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = \frac{4.44 \times (3.25)^2}{8} = 5.862 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{4.44 \times (3.56)^2}{8} = 7.034 \text{KN.m}$$

Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS) (KN.m)
A-B	10.113	7.313
B-C	7.859	5.683
C-D	7.859	5.683
D-E	8.107	5.862
E-F	9.727	7.034

Moments aux appuis

$$M_A = M_F = 0$$

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

À l'LEU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(10.113; 7.859) = -5.057 \text{KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(7.859; 7.859) = -3.114 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times \max(7.859; 8.107) = -3.243 \text{ KNm}$$

$$M_E = -0.5 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 \times \max(8.107; 9.727) = -4.864 \text{ KNm}$$

Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.22$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.22 = 1.066$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} = 0.633$$

A l'ELU

Travée AB

$$M_t + \frac{0+5.057}{2} \geq 1.066 \times 10.113 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} \times 10.113 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.252 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.37 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.252, 6.37) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.252 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t + \frac{5.057+3.114}{2} \geq 8.377 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.633 \times 7.859 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 4.277 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.189 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.277, 4.189) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.277 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_t = 5.184 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_t = 4.589 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$M_t = 7.937 \text{ KN.m}$$

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

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 3.63}{2} = 11.144 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -12.258 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.14 \times 3.20}{2} = 10.806 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -9.824 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 3.20}{2} = 9.824 \text{KN}$$

$$V_D = \frac{P_u \times l}{2} = -9.977 \text{KN}$$

Travée DE

$$V_D = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 3.25}{2} = 9.977 \text{KN}$$

$$V_E = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -10.975 \text{KN}$$

Travée EF

$$V_E = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.14 \times 3.56}{2} = 12.022 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{P_u \times l}{2} = -10.929 \text{KN}$$

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

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 03)

Type de p ^{elles}	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 03	AB	3.63	6.14	10.113	0	-5.057	8.252	11.144	-12.258
	BC	3.20	6.14	7.859	-5.057	-3.114	4.227	10.806	-9.824
	CD	3.20	6.14	7.589	-3.114	-3.243	5.184	9.824	-9.977
	DE	3.25	6.14	8.107	-3.243	-4.864	4.589	9.977	-10.975
	EF	3.56	6.14	9.727	-4.864	0	7.937	12.022	-10.929

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 03)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 03	A	3.63	4.44	7.313	0	-3.657	8.252
	BC	3.20	4.44	5.683	-3.657	-2.273	4.227
	CD	3.20	4.44	5.683	-2.273	-2.345	5.184
	DE	3.25	4.44	5.862	-2.345	-3.517	4.589
	EF	3.56	4.44	7.034	-3.517	0	7.937

Application de la méthode de Caquot pour le 1^{er} type du plancher étage courant :

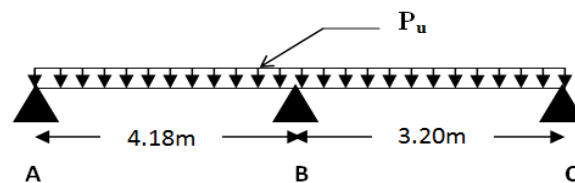


Figure III.7. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 01

$L_i/L_{i+1} = 4.18/3.20 = 1.30 \notin [0.8; 1.25]$ 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.

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.33 = 3.55 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.58 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.28 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

Moments aux appuis

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.57 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives

$$L_g' = L_g = 4.18 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.20\text{m.}$$

$$M_B = -\frac{4.57 \times (4.18^3 + 3.20^3)}{8.5 \times (4.18 + 3.20)} = -7.71\text{KN.m}$$

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

$$x = \frac{4.18}{2} - \frac{0 - (-7.71)}{6.14 \times 4.18} = 1.79\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.79}{2} \times (4.18 - 1.79) = 13.13\text{KN.m}$$

$$M(x) = 13.13 + \left(-7.71 \times \frac{1.79}{4.18}\right) = 9.82\text{KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{-7.71 - 0}{3.20 \times 6.14} = 1.99\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 1.99}{2} \times (3.20 - 1.99) = 7.39\text{KN.m}$$

$$M(x) = 7.39 - 7.71 \times \left(1 - \frac{1.99}{3.20}\right) = 4.47\text{KN.m}$$

Effort tranchant

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

Travée AB

$$V_A = \frac{6.14 \times 4.18}{2} + \frac{-7.71 - 0}{4.18} = 10.98\text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.14 \times 4.18}{2} + \frac{-7.71 - 0}{4.18} = -14.68\text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.14 \times 3.20}{2} + \frac{0 + 7.71}{3.20} = 12.23\text{KN}$$

$$V_C = -\frac{6.14 \times 3.20}{2} + \frac{0 + 7.71}{3.20} = -7.41\text{KN}$$

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

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 01)

Type de p ^{elles}	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	4.18	6.14	13.13	0	-7.72	9.82	10.98	-14.68
	BC	3.20	6.14	7.39	-7.72	0	4.47	12.23	-7.41

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 01)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.18	4.44	12.43	0	-5.541	1.789	7.125
	BC	3.20	4.44	7.80	-5.541	0	1.993	3.25

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

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 02)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.25	6.14	8.107	0	-4.864	6.21	9.978	9.744
	BC	2.76	6.14	5.845	-4.864	0	3.801	-11.474	-8.473

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 02)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.25	4.44	5.862	0	-3.517	4.49
	BC	2.76	4.44	4.228	-3.517	0	2.749

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.09	6.14	7.328	0	-4.715	5.454	9.486	11.298
	BC	3.20	6.14	7.859	-4.715	0	6.02	-10.909	-9.824

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.09	4.44	5.299	0	-3.41	3.944
	BC	3.20	4.44	5.683	-3.41	0	4.353

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 05)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.25	6.14	7.526	0	-8.632	4.367	7.322	15.654
	BC	4.47	6.14	15.03	-8.632	0	11.323	-12.627	-11.792

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 05)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.25	4.44	7.802	0	-6.19	1.31	3.176
	BC	4.47	4.44	15.18	-6.19	0	2.46	8.21

Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 01)

Type de p ^{elles}	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	AB	4.18	9.55	20.30	0	-13.48	14.67	16.74	19.49
	BC	3.20	9.55	11.30	-13.48	0	6.41	-23.19	-11.07

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 01)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.18	6.71	14.67	0	-9.38	10.35
	BC	3.20	6.71	12.45	-9.38	0	4.54

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 02)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.25	9.55	12.61	0	-7.56	10.66	15.52	15.15
	BC	2.76	9.55	9.09	-7.56	0	6.63	-17.85	-13.18

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 02)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.25	6.71	8.86	0	-5.32	7.49
	BC	2.76	6.71	6.39	-5.32	0	4.66

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 03)

Type de p ^{elles}	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 03	AB	3.63	9.55	15.73	0	-7.86	14.08	17.33	-19.06
	BC	3.20	9.55	12.23	-7.86	-4.89	7.62	16.80	-15.28
	CD	3.20	9.55	12.23	-4.89	-5.04	9.03	15.28	-15.28
	DE	3.25	9.55	12.61	-5.04	-7.56	8.13	15.52	-15.52
	EF	3.56	9.55	15.13	-7.56	0	13.54	18.70	-17.00

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 03)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 03	AB	3.63	6.71	11.06	0	-5.53	9.90
	BC	3.20	6.71	8.59	-5.53	-3.44	5.36
	CD	3.20	6.71	8.59	-3.44	-3.54	6.35
	DE	3.25	6.71	8.86	-3.54	-5.32	5.72
	EF	3.56	6.71	10.64	-5.32	0	9.52

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.09	9.55	11.40	0	-7.33	9.38	14.76	17.57
	BC	3.20	9.55	12.23	-7.33	0	10.33	-16.96	-15.28

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.09	6.71	8.01	0	-5.16	6.60
	BC	3.20	6.71	8.59	-5.16	0	7.26

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 05)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.25	9.55	11.48	0	-15.06	6.20	10.89	24.72
	BC	4.47	9.55	23.28	-15.06	0	16.92	-20.15	-17.98

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 05)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.25	6.71	8.07	0	-10.47	4.40
	BC	4.47	6.71	16.36	-10.47	0	11.94

❖ Sollicitations des poutrelles du plancher Terrasse

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 03)

Type de p ^{elles}	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 03	AB	3.63	6.69	11.03	0	-5.51	8.82	12.15	-11.77
	BC	3.20	6.69	8.57	-5.51	-3.43	-4.53	-13.37	-10.71
	CD	3.20	6.69	8.57	-3.43	-3.53	5.52	10.71	-10.71
	DE	3.25	6.69	8.84	-3.53	-5.30	4.86	10.88	-11.95
	EF	3.56	6.69	10.61	-5.30	0	8.48	13.11	-11.92

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 03)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 03	AB	3.63	4.89	8.05	0	-4.03	6.44
	BC	3.20	4.89	6.25	-4.03	-2.50	3.30
	CD	3.20	4.89	6.25	-2.50	-2.58	4.02
	DE	3.25	4.89	6.45	-2.58	-3.87	3.55
	EF	3.56	4.89	7.74	-3.87	0	6.19

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.09	6.69	7.99	0	-5.14	5.82	10.34	12.32
	BC	3.20	6.69	8.57	-5.14	0	6.43	-11.88	-10.71

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 04)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.09	4.89	5.83	0	-3.75	4.25
	BC	3.20	4.89	6.26	-3.75	0	4.69

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 05)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.25	6.69	8.25	0	-9.02	4.90	18.10	16.98
	BC	4.47	6.69	16.41	-9.02	0	12.51	-13.64	-12.95

Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 05)

Type de p ^{elles}	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.25	4.89	6.03	0	-6.55	3.59
	BC	4.47	4.89	12.00	-6.55	0	9.15

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 06)

Type de p ^{elles}	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 03	AB	4.18	6.69	14.36	0	-7.51	11.11	12.19	-15.79
	BC	3.20	6.69	8.45	-7.51	-3.69	3.08	-11.89	-9.51
	CD	3.20	6.69	8.56	-3.69	-3.75	4.85	10.68	-10.72
	DE	3.25	6.69	8.83	-3.75	-4.06	4.94	10.78	-10.97
	EF	2.76	6.69	6.21	-4.06	0	4.51	10.70	-7.77

Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 06)

Type de poutrelles	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 03	AB	4.18	4.89	10.50	0	-5.45	8.12
	BC	3.20	4.89	6.18	-5.45	-2.68	2.27
	CD	3.20	4.89	6.26	-2.68	-2.72	3.55
	DE	3.25	4.89	6.45	-2.72	-2.94	3.62
	EF	2.76	4.89	4.54	-2.94	0	3.23

a) Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul étage courant

$$\left[\begin{array}{l} M_t = 11.323 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8.632 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.254 \text{ KN.m} \\ V = 15.654 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a.1) Ferrailage en travée

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

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

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

➤ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=55cm** (b=55cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.47m**

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

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

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{11.323 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0378 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.323 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

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

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

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

a.2) Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires

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

$$M_U = 8.632 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{8.632 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.187$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}) = 0.261 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.261) / 0.261] = 9.91 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

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

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

$$\text{Avec : } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.261) = 0.161 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.632 \times 10^{-3}}{0.161 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 1.54 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On opte pour 1HA10fil+1HA12chapavec : $A=1.92\text{cm}^2$.

a.3) Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$M_u=2.254 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.254 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{2.254 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.362 \text{ cm}^2.$$

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 1HA10 avec $A=0.79\text{cm}^2$.

b) Vérifications à ELU

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\max} = 15.654 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.654 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.869 \text{ MPa}$$

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

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

c) Ferrailage transversal

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

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

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

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

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

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

d) Espacement S_t

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

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

2). $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$ **(Art A.5.1.2.2)**

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

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.869 - 0.3 \times 2.1)} = 76.32 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 76.32 \text{ cm}$$

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

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

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

e) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ **cba 93 (Art A.5.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{0.241 \times 15.654 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.895 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

f) Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

❖ **Appui de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.654 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_c} = \left[15.654 - \frac{8.632}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = -1.08 \text{ cm}^2 < 0.$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction.

$A_l = 4.28 \text{ cm}^2 > -1.08 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

$V_u = 15.654 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 25 \times 0.10 \times 10^3 = 111.78 \text{ KN}$ Condition Vérifiée.

❖ **Calcul a l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✓ La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

g) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

On doit vérifier que :

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

❖ **En travée**

Position de l'axe neutre :

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

Avec : $A' = 0$

$$H = \frac{1}{2} \times 0.65 \times 0.04^2 - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} m^3$$

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

Détermination de la position de l'axe neutre (y) :

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

$$A' = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 3.92 cm$

Détermination du moment d'inertie :

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

$$I = 8323.042 cm^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} y = \frac{8.21}{8323.042 \times 10^{-8}} \times 3.92 \times 10^{-5}$$

$\sigma_{bc} = 3.87 MPa < 0,6f_{c28} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

❖ **En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -6.19 kN.m < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

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

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne : $y = 7.702 cm$

Calcul de I:

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

$$I = 10195.84 cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} y = \frac{6.19 \times 10^{-3}}{10195.84 \times 10^{-8}} \times 0.077 = 4.67 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

Etat limite de déformation :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins les articles de **BAEL** et **RPA** stipules que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{447} = 0.0447 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ non vérifiée 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 :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{447}{500} = 0.894 \text{cm}$$

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

respectivement.

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

cloisons.

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

➤ **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

Remarque :

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

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = 9.122 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = 20021.33 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)} (\text{cm}^4))$$

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

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

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

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

Calcul des déformations E_i et E_v :

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

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$ 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 $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

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

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 3.54 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 6.61 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 8.21 \text{KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 10) \times 0.011} = 3.76$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.50$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.54 \times 10^{(-3)} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.02 \times 10^{(-8)}} = 89.85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{6.61 \times 10^{(-3)} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.02 \times 10^{(-8)}} = 167.77 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{8.21 \times 10^{(-3)} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.02 \times 10^{(-8)}} = 208.38 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 89.85 + 2.1} = 0.39 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 167.77 + 2.1} = 0.61 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 208.38 + 2.1} = 0.67 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 20021.23}{1 + 3.76 \times 0.39} = 8922.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 20021.23}{1 + 3.67 \times 0.61} = 6680.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 20021.23}{1 + 3.67 \times 0.67} = 6240.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 20021.23}{1 + 1.50 \times 0.67} = 10894.21 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.54 \times 10^{-3} \times 4.47^2}{10 \times 32456.60 \times 8922.11 \times 10^{-8}} = 0.0024 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.61 \times 10^{-3} \times 4.47^2}{10 \times 32456.60 \times 6680.56 \times 10^{-8}} = 0.0061 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.21 \times 10^{-3} \times 4.47^2}{10 \times 32456.60 \times 6240.50 \times 10^{-8}} = 0.0081 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{8.21 \times 10^{-3} \times 4.47^2}{10 \times 10818.86 \times 10894.21 \times 10^{-8}} = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.011 - 0.0024 + 0.0081 - 0.0061 = 0.01 \text{ m}$$

$\Delta f = 1.02 \text{ cm} > f_{adm} = 0.894 \text{ cm}$ La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.5	11239	21800	11777	9189.2	8657.2	14588	0.729	0.894

Pour le plancher terrasse inaccessible et RDC, 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.33. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	16.92	0.056	0.072	0.175	2.78	1.41	3HA12 3.39
En appui intermédiaire	15.06	0.327	0.514	0.143	3.02	0.217	2HA14 3.08
En appui de rive	3.58	0.078	0.101	0.173	0.59	0.22	1HA14 1.54

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=3.39 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles RDC ne vérifie pas la

flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC

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)
4.47	4.62	3.54	6.61	11.94	14400	23786
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.22	14781	11955	10583	17734	0.893	0.894

Tableau III.35. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	12.51	0.042	0.053	0.176	2.04	1.41	3HA10= 2.36
En appui intermédiaire	9.02	0.196	0.275	0.160	1.62	0.217	1HA12+1HA10 =1.92
En appui de rive	2.50	0.054	0.069	0.175	0.410	0.22	1HA10= 0.79

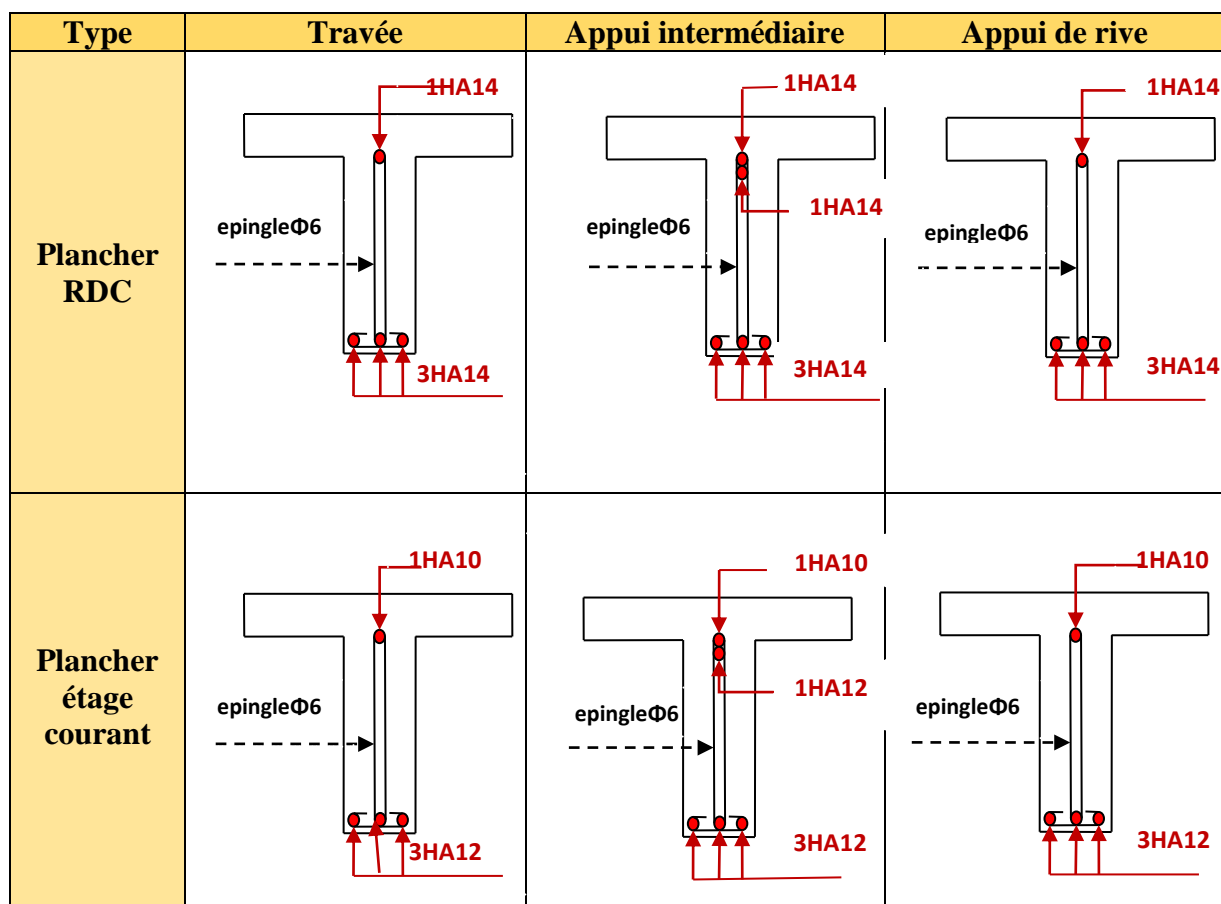
Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

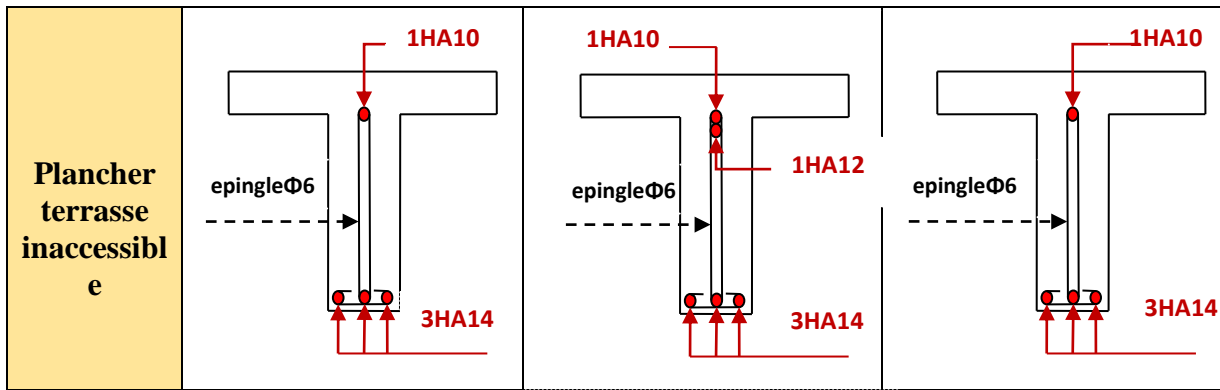
Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

L (m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$M_{jser} \text{ (KN.m)}$	$M_{gser} \text{ (KN.m)}$	$M_{pser} \text{ (KN.m)}$	I (cm ⁴)	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$
4.47	4.62	3.54	8.21	9.28	14400	23786
Y (cm)	$I_{fji} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fgi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fpi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fgv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$\Delta f \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$
5.22	14781	11350	11065	17190	0.805	0.894

Tableau III.37. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles





❖ **Ferrailage de la dalle de compression**

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

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles

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

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 < 33 cm Condition vérifiée.

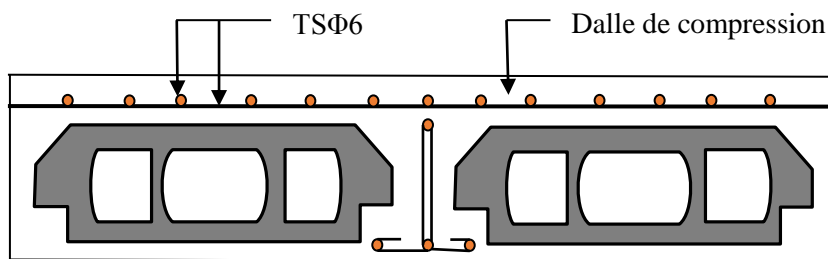


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III. 3. Calcul des chaînages

III.3.1. Définition

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, dans notre projet, on a deux types de poutres de chaînage.

III.3.2. Dimensionnement

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

La porte maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4.75m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 31.67cm \leq h \leq 47.5cm$$

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad \text{RPA99 (Article 9.3.3)}$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

a) Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.93 \times (3.06 - 0.35) = 7.94 \text{ KN/m}$

Poids de la dalle pleine : $p_d = 5.23 \times 1.20 / 2 = 3.14 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1.35(2.62 + 7.94 + 3.14) + 1.5(1.5 \times 1.2 / 2) = 19.84 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 14.60 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 55.95 \text{ KN m}$$

Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.85M_0 = 47.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -27.97 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage :

Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315m$$

Tableau III.38. Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	47.56	0.112	0.150	0.290	4.71	3.26	4.71=6HA10
En appui	27.97	0.066	0.085	0.304	2.64	3.26	3.39=3HA12

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12.8mm \quad \text{BAEL91 (Article III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2.01cm^2$

Le **RPA99 version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 25cm$.

• **Vérifications**

a) À l'ELU:

Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 42.35KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.15MPa. \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.25 \text{ F.P.N}$$

b) À l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 34.50KNm$$

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

Calcul de y :

$$A = 4.71cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.00cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 53140.16cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.89MPa < 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ On a une fissuration peu nuisible donc on n'a pas besoin de vérifier σ_{sc}

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.2).

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.070 > 0.062$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.070 < 0.085$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée.

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Evaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = 12.81KN / ml \Rightarrow M_{gser} = 36.12KN.m$$

$$q_{gser} = 11.34KN / m \Rightarrow M_{gser} = 31.98KN.m$$

$$q_{pser} = 16.66KN / ml \Rightarrow M_{pser} = 46.98KN.m$$

$$E_i = 32164.2MPa.$$

$$E_v = 10721.4MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Evaluation de la flèche dans la poutre de chaînage

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{rji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
10.14	44187	122042	46509	50023	50023	80220	0.425	0.950

➤ On remarque que la flèche est vérifiée.

III.3.3. Schéma de ferrailage

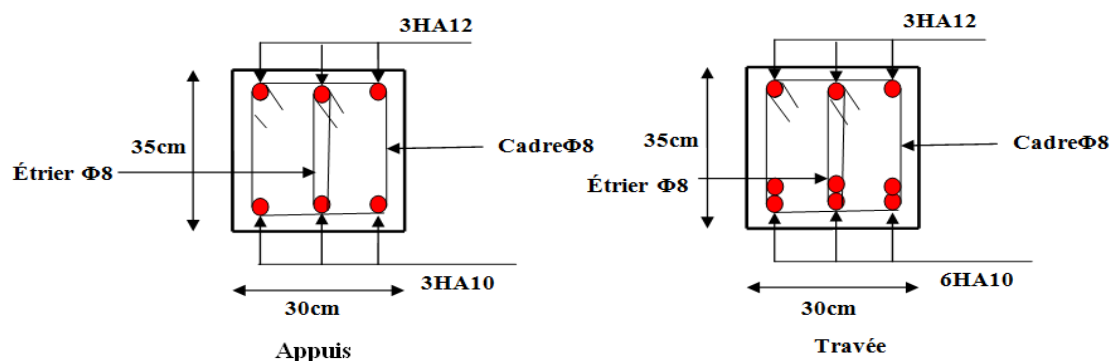


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4. Dalles pleines :

III.4.1. 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, on a un seul type de dalle pleine (dalle sur 4 appuis).

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

2^o1^{er} type de dalle : (dalle sur 4 appuis)

$$L_x = 1,20m ; L_y = 4.16m ;$$

$$\rho = \frac{1.20}{4.16} = 0.28 < 0,4$$

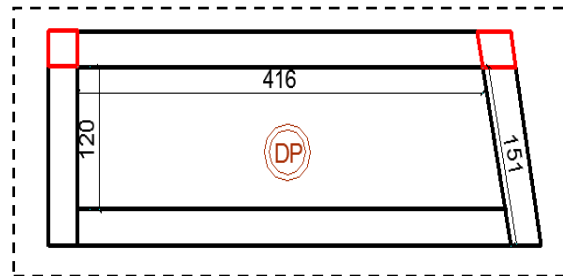


Figure III.10. Dalle sur 4 appuis

➤ La dalle travaille sur un seul sens (l_x).

$$\text{On a: } G = 5.23 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 9.31 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 5.23 + 3.5 = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{8} = 1.67 \text{ KN.m} ; \quad M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = 1.21 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 9.31 \times \frac{l}{2} = 5.58 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = 0.67 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

➤ **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

Tableau III.40. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle

	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)
En travée	1.42	0.0069	0.008	0.119	0.34
Appui	0.67	0.0031	0.004	0.119	0.16

❖ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calculé}} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On adopte une section : A = 5HA8 = 2.51 cm²/ml

• Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures secondaires

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Les vérifications

A l'ELU

L'effort tranchant : [4]

$$\text{Il faut vérifier que : Tel que : } \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,046 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

A l'ELS

La contrainte dans le béton

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

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

$$\Rightarrow y = 2.65 \text{ cm} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.91 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.21 \times 10^{-3}}{3.91 \times 10^{-5}} \times 0.0265 = 0.82 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

• Vérification de La flèche :

$$\frac{e}{l_x} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée. BAEL91 (Art.L. IV,10).}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00327 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

a) Schéma de ferrailage

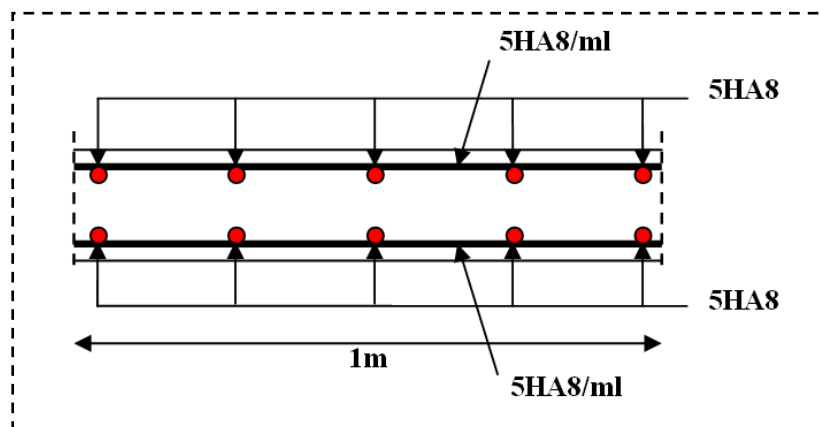


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 1^{ère} type

2° 2^{ème} type de dalle : (dalle sur 3 appuis)

A) Méthode de calcul

$$L_x = 1,50m ; L_y = 2,90m ;$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,90}{2} = 1,45 \Rightarrow L_x > L_y/2$$

$$\rho = \frac{1,50}{2,90} = 0,51 > 0,4$$

Donc la dalle travaille dans le sens (l_x).

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

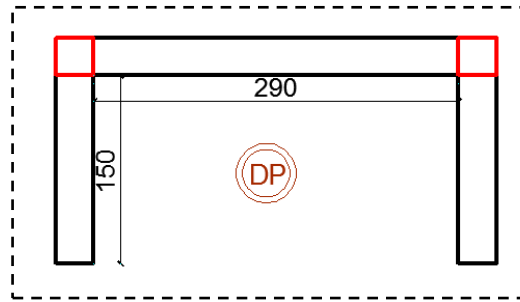


Figure III.12. Dalle sur 3 appuis

$$\text{On a : } G = 5,23 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 12,31 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 5,23 + 3,5 = 8,73 \text{ KN/m}$$

B) Sollicitation à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} = 12,51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} = 6,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 10,63 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 5,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -6,25 \text{ KN.m}$$

C) Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0,052 \Rightarrow A_s = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = \frac{0.0008}{2}(3 - 0.52) \times 100 \times 15 = 1.48\text{cm}^2.$$

Soit : $A_s > A_{\min}$ on adopte : 5HA10/ml = 3.39 cm²/ml.

Sens y-y :

$$\mu = 0.028 \Rightarrow A_s = 1.42\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = \frac{0.0008}{2}(3 - 0.52) \times 100 \times 15 = 1.48\text{cm}^2.$$

Soit : $A_s < A_{\min}$ on adopte : 5HA8/ml = 2.51 cm²/ml.

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$.

Vérification sur le diamètre des barres :

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{150}{10} ; \text{Soit } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 3\right) = 11.25\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{3}{2}1.5 + 3\right) = 9.75\text{cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. 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	10.60	0.052	0.067	0.117	2.61	1.48	3.93=5HA10	25
Y	5.86	0.028	0.036	0.118	1.42	1.2	2.51=5HA8	25
En appui								
X et Y	6.25	0.030	0.038	0.118	1.51	1.48	2.51=5HA8	25

Vérifications :**A l'ELU :****Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{12.31 \times 1.50}{2} \times \frac{2.90^4}{2.90^4 + 1.50^4} = 8,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.072 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.072 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 5.23 + 3.5 = 8.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.84 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 8.84 = 7.51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.88 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.75 \times 4.88 = 3.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

❖ **Travée // Lx :****Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

On trouve : $y = 0.0217m$

✓ Calcul de I :

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

$$I = 5.2863 \times 10^{-5} m^4$$

✓ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.08 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Travée //à L_Y :

✓ Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 0.0161m$

✓ Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$I = 2.6263 \times 10^{-5} m^4$$

✓ Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.50 MPa < 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée [4]:

✓ Sens x-x :

$$1. \frac{e}{l_x} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] = 0.042 \dots\dots \text{Condition vérifiée. BAEL91 (Art.L.IV, 10).}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00327 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

1. $\frac{e}{l_y} = 0.05 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}} \right] = 0.0375$ Condition vérifiée.
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00125 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées dans les deux sens donc la vérification de la flèche.

c) Schéma de ferrailage

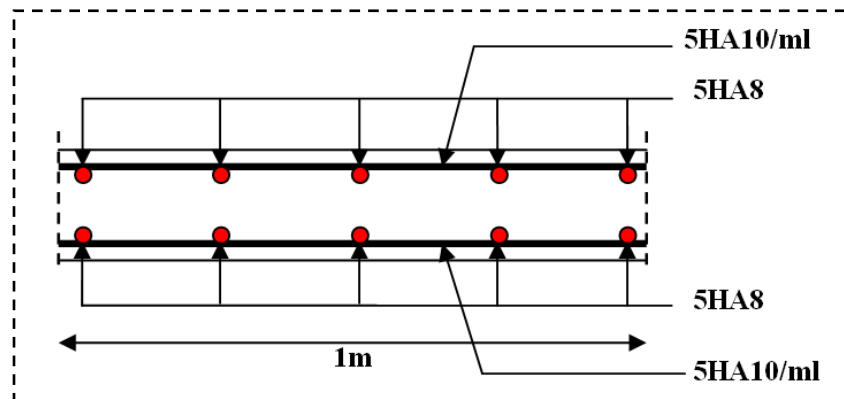


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 2^{ème} type

3° 3^{ème} type de dalle : (dalle sur 4 appuis)

C'est un balcon sur quatre appuis

On a: $L_x = 1.00m$

$L_y = 1.70m$

$\rho = 0,58 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle se comporte sur les deux sens \Rightarrow travaille dans les deux sens (L_x, L_y).

a) Evaluation des charges

$G = 5.23KN/m^2; Q = 1.5 KN/m^2$

$p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.31KN/m$

$p_{ser} = G + Q = 6.73KN/m$

a) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

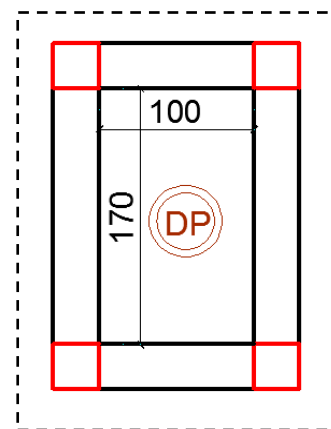


Figure III.14. Dalle sur 4 appuis

$$\mu_x = 0.0851$$

$$\mu_y = 0.2703 \dots \dots \dots \text{Annexe I}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.79 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.21 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

❖ En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.59 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.18 \text{KN.m}$$

❖ En appuis :

$$M_{ay} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = 0.39 \text{KN.m}$$

b) Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu = \frac{Mtu}{bd^2 f_{bu}}, \mu = 0.0029 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0029}) = 0.0036$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0036) = 0.119 \text{m}$$

$$A_s = 0.14 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

La condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3 - 0.58}{2} \times 100 \times 12 = 1.16 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.16 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\text{calculé}} = 0.14 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

On adopte une section : A = 5HA8 = 2.51 cm²/ml.

Sens y-y :

$$\mu = \frac{Mtu}{bd^2 f_{bu}}, \mu = 0.0009 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0009}) = 0.0011$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0011) = 0.119 \text{m}$$

$$A_s = 0.043 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

La condition de non fragilité

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{calculé}} = 0.043 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Non vérifiée.

On adopte une section : $A = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm}$

Tableau III.42. Résultats de ferrailage du 3^{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	0.59	0.0029	0.0036	0.119	0.14	1.16	2.51=5HA8	25
Y	0.18	0.0009	0.0011	0.119	0.043	0.96	2.51=5HA8	25
En appui								
X et Y	0.39	0.0019	0,0024	0,119	0,09	1.16	2.51=5HA8	25

c) Les vérifications

A l'ELU

➤ **l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{I_y^4}{I_x^4 + I_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{9.31 \times 1}{2} \times \frac{1.70^4}{1^4 + 1.70^4} = 4.15 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : Tel que $\tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,034 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).

A l'ELS

$P_s = 6.73 \text{ KN /m}^2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^{tx} = 0.45 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^{ty} = 0.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La contrainte dans le béton

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

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

$$\Rightarrow y = 9.85 \text{ cm} = 0.098 \text{ m} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.23 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.45}{4.23 \times 10^{-6}} \times 0.098 = 10.42 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 10.42 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

d) Vérification de La flèche :

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{(100 \times 12) \times 10^{-4}} = 0,0012 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.00} = 0,15 > \frac{Mt}{10 \times Mo} = 0.08$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

e) Schéma de ferrailage

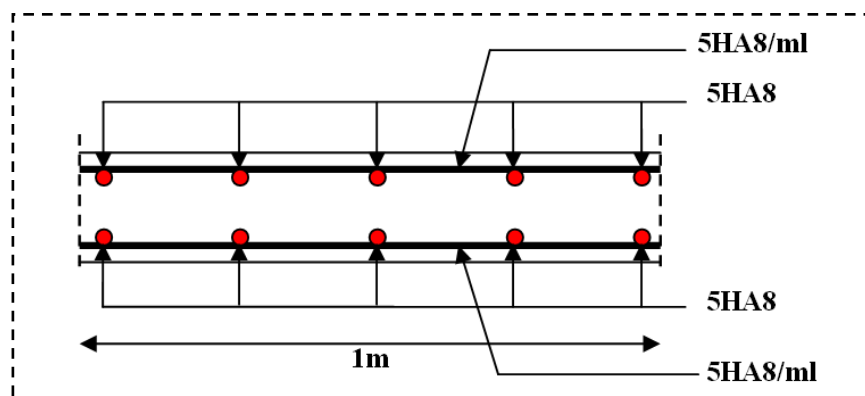


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle pleine 3^{ème} type

III.5. Etude de l'ascenseur

III.5.1. Cas des charges uniformément réparties

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.60m$ et $l_y = 1.70m$ donc une surface

$$S = 1.60 \times 1.70 = 2.70m^2$$

Son épaisseur est $e=15cm$.

a) Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75m^2 \text{ Poids de la dalle en béton armée.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1m^2 : \text{ Poids de revêtement en béton.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_C}{S} = \frac{102}{3.75} = 27.2 \text{ KN / m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G = 32.05 \text{ KN / m}^2 ; \text{ Et } Q = 1 \text{ KN / m}^2.$$

A l'ELU :

Calcul des sollicitations à ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 32.05 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 44.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 32.05 + 1 \Rightarrow q_s = 33.05 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELU } (v = 0) \\ \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 44.77 \times (1.6)^2 = 4.80 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.8661 \times 3.44 = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réelles :

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.08 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.53 \text{KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -2.40 \text{KNm}$

b) Calcul le ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 12 \text{cm}$ et $d_y = 12 \text{cm}$.

Tableau III.43. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm ² /ml)	A^t adoptée (cm ² /ml)	A^a calculée (cm ² /ml)	A^a adoptée (cm ² /ml)
X-X	4.08	2.40	0.99	5HA6=1.18	0.58	5HA6=1.18
Y-Y	3.53	2.40	0.85	5HA6=1.18	0.50	5HA6=1.18

c) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 15 \text{cm}; b = 100 \text{cm}, \rho = 0.94$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.23 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.20 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on adopte :

- en travée : sens X-X 5HA8 = 2.51cm²
- sens Y-Y 5HA8 = 2.51cm²
- en appui : sens X-X 5HA8 = 2.51cm²
- sens Y-Y 5HA8 = 2.51cm²

✓ **Vérification des espacements**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \Rightarrow S_t = 25cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$V_U = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 25.88 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{25.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{MPa.} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \text{Annexe I}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 3.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x = 3.53 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_y = 3.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.07 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :** On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y .$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow y = 0.037 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 9.6937 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.03 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625$ Condition vérifiée.
2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.08$ Condition vérifiée.
3. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.006$ Condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

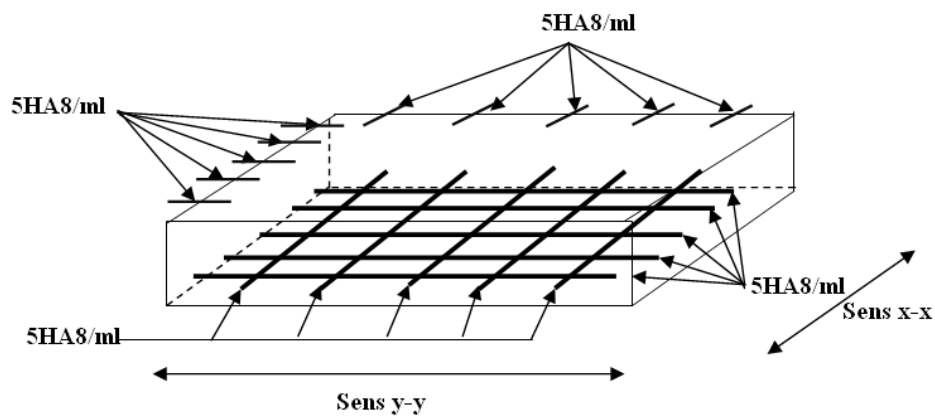


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.5.2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant y-y ; b_0 et v : Dimension suivant x-x.

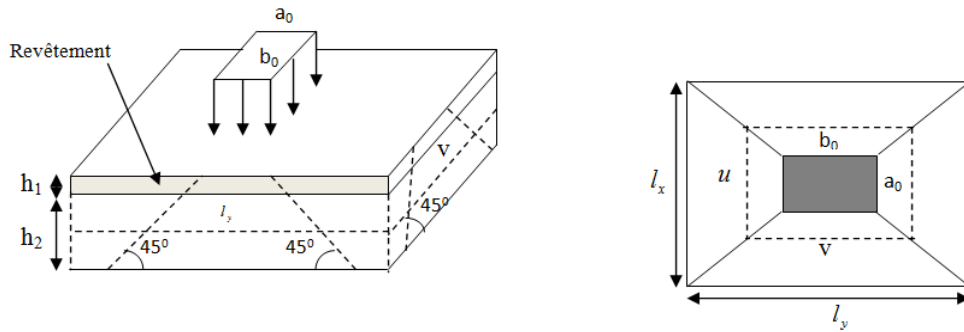


Figure III.17. Schéma représentant la surface d'impact

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$

Avec $h_1 = 5$ cm: Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 15$ cm : Epaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 105cm. \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases}$$

Avec γ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 : données par l'abaque de **PIGEAUD**.

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho = 0.94$; M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.94$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{170} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Anexe II}).$$

b) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU

On a: $g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN.$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.085 = 11.85 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.067 = 9.34 \text{ KNm} \end{cases}$$

c) M^{x2} et M^{y2} du système

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \dots \dots \dots \text{ [Annexe I]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0419 \times 8.04 \times 1.6^2 = 0.86 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8661 \times 0.86 = 0.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 + 0.86 = 12.71 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 0.74 = 10.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Ferrailage

La section considérée est une section de (1m×0.15m) sollicité à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, dx = 12 \text{ cm}, dy = 12 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}.$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

Tableau III.44. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t calculée (cm ² /ml)	A ^t adoptée (cm ² /ml)	A ^a calculée (cm ² /ml)	A ^a adoptée (cm ² /ml)	S _t
X-X	10.80	6.35	2.59	5HA10=3.93	1.52	5HA8=2,51	25
Y-Y	8.57	6.35	2.05	5HA10= 3.93	1.52	5HA8=2,51	25

c) Vérifications [BAEL91]

Vérification de la condition de non fragilité :

$$h \geq 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1,23 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

C'est vérifié.

Vérification à l'ELU

Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Art H. III.10).}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105+105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm} ; q_u = 139.45 \text{ KN.}$$

$$\text{Or } P_u = 139.445 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN.} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de poinçonnement de la dalle.

Vérification de l'effort tranchant :

b=100cm ; d=12cm.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

On a : $u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{2 \times 1.05 + 1.05} = 44.27 \text{ MPa}$

$$V_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{44.27}{1 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + M_2 \times \gamma) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + M_1 \times \gamma) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 103.3 \times (0.085 + 0.067 \times 0.2) = 10.16 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = 103.3 \times (0.067 + 0.085 \times 0.2) = 8.68 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.63 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.54 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.79 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.22 \text{ KNm} \end{cases}$

Vérification des contraintes :

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 10.79 \Rightarrow M_t^x = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.22 \Rightarrow M_t^y = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0.5 \times 10.79 \Rightarrow M_a = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 11.13 \Rightarrow M_a = 3.24 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$y = 0.0428 \text{ m}$ et $I = 9,6937 \cdot 10^{-05} \text{ m}^4$.

$$\sigma_{bc} = 4.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification a la flèche est inutile si :

Les conditions à vérifier sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} = \frac{0.15}{1.6} = 0.09 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_x} = \frac{9.17}{10 \times 10.79} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L_y} = \frac{0.15}{1.95} = 0.09 > \frac{M_{ty}}{10 \times M_y} = \frac{7.84}{10 \times 9.22} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0027 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

d) Schéma de ferrailage

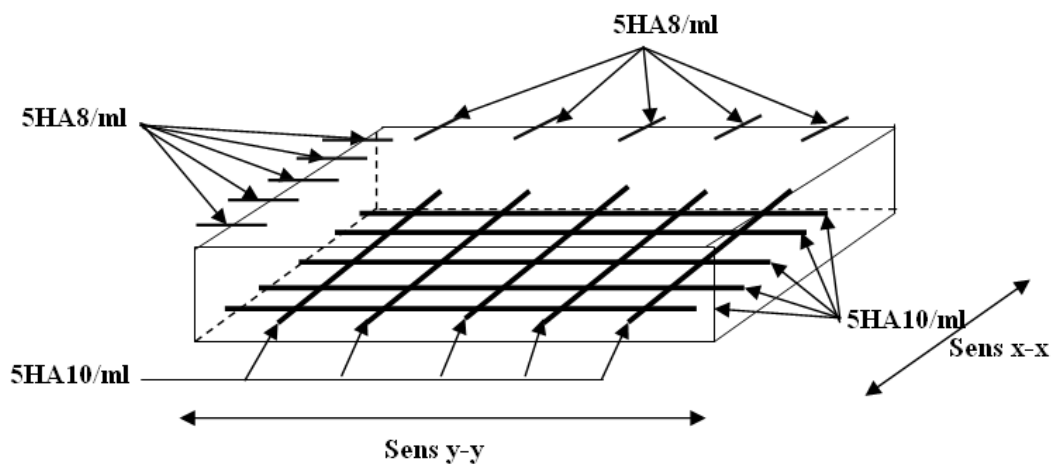


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.6. étude des escaliers

III.6.1. Escalier a deux volée

a) Evaluation des charges permanentes des escaliers

❖ Sur la volée

$$G = 8.83 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ Sur le palier :

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

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

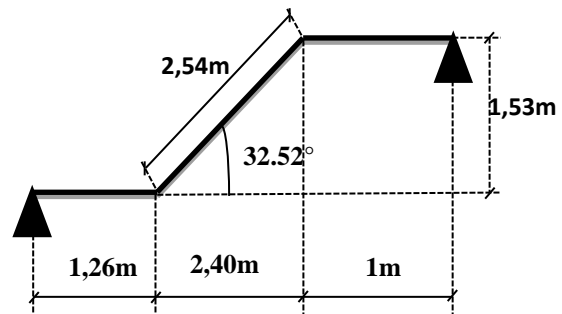


Figure III.19. Schéma de la coupe de l'escalier

Combinaison de charges :

❖ Sur la volée

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 15.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.33 \text{ KN/m}$$

❖ Sur le palier

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35 G + 1.5 Q = 10.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.73 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations

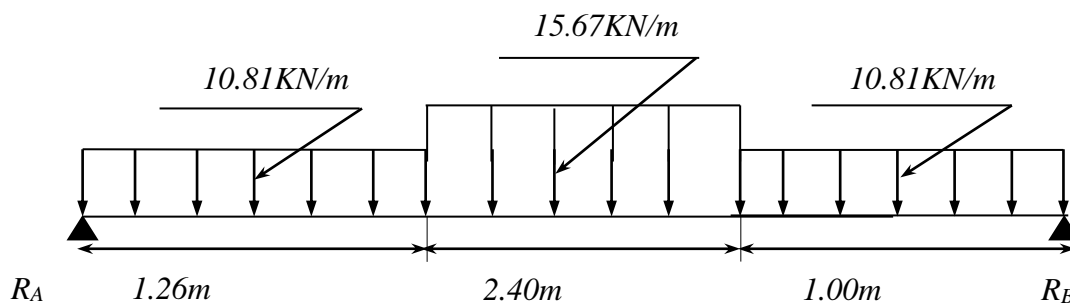


Figure III.20. Schéma statique de l'escalier à deux volées

• Réaction des appuis :

Calcul par la méthode RDM

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.26 \times 10.81) + (2.4 \times 15.67) + (1.00 \times 10.81) \Rightarrow R_A + R_B = 60.03 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 31.34 \text{ KN et } R_A = 30.69 \text{ KN}$$

• Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

✓ Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 1.26$$

$$T_Y(x) = 30.69 - 110.81 \times x$$

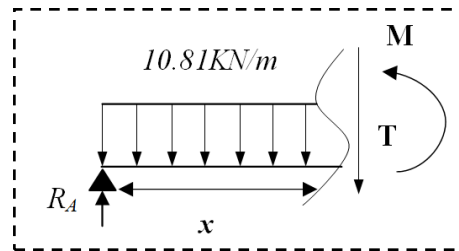
$$\begin{cases} T_Y(0) = 30.69 \text{ KN} \\ T_Y(1.26) = 17.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 30.69x - 10.81 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5.405x^2 + 30.69x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.6) = 30.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(\text{max}) = 17.79 \text{ KN.m} \\ T(\text{max}) = 33.21 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ **Tronçon 2 :**

$$0.60 \leq x \leq 3$$

$$T_Y(x) = 30.69 - 15.67 \times (x - 1.26) - 10.81 \times 1.26$$

$$T_Y(x) = -15.67 \times (x) + 36.81$$

$$\begin{cases} T_Y(1.26) = 17.06 \text{ KN} \\ T_Y(3.66) = -20.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.83x^2 + 36.8x - 3.87$$

$$\begin{cases} M(1.26) = 30.07 \text{ KN.m} \\ M(3.66) = 25.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

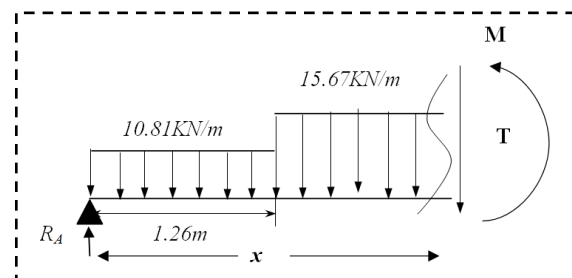
$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 \quad X = 2.35 \text{ m}$$

$$M(2.35) = 39.37 \text{ KN.m}$$

On trouve :

$$M^{\text{max}} = 39.37 \text{ KN.m}$$

$$V^{\text{max}} = R_A = 30.69 \text{ KN.m}$$



• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 \times 39.37 = 29.53 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{max}} = -0.5 \times 39.46 = -19.68 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x18) cm²

Tableau III.45. Ferrailage de la partie AB de l'escalier à deux volées

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
39.37	0.081	0.106	0.153	5.55	1.93	6.79=6HA12	16.5
En appui							
19.68	0.054	0.069	0.155	3.65	1.93	4.52=4HA12	25

c) Vérifications

ELU :

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.2 f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : V = R_A = 30.69KN

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{30.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.19 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures de répartitions**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA10/ml = 2.36 cm² / ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA8/ml = 1.51 cm² / m

- **Vérification des espacements**

Travée : $S_t \leq \text{Min} (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$

Appuis : $S_t \leq \text{Min} (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : $S_t \leq \text{Min} (4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$

ELS :

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

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

✓ **En travée :**

$$Ra = 22.09 \text{ KN et } Rb = 22.57 \text{ KN} ; M_{ser}^{max} = 28.42 \text{ KN.m avec } X = 2.35 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa tel que : } M_{ser.t} = 0.75 \times 28.42 = 21.31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0 \rightarrow y = 0.046 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \rightarrow I = 1.42 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} y = 6.87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa tel que : } M_{ser.a} = -0.5 \times 28.42 = -14.21 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0 \rightarrow y = 0.038 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \rightarrow I = 1.033 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} y = 5.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de déformation

✓ **Vérification de la flèche**

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

1. $\frac{e}{l} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M'}{20 \times M_0} \right] \Leftrightarrow 0.038 > 0.037 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 4.52 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

e) Schéma de ferrailage

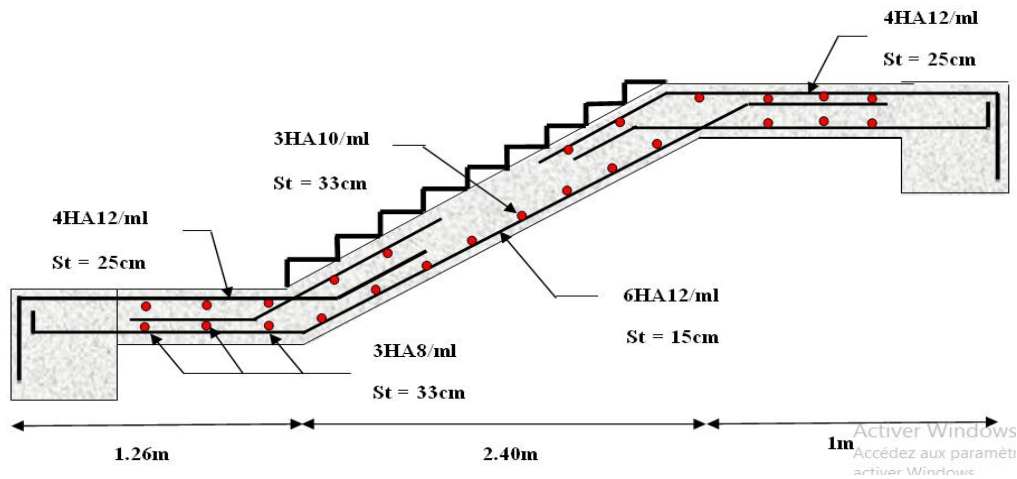


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6.2. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

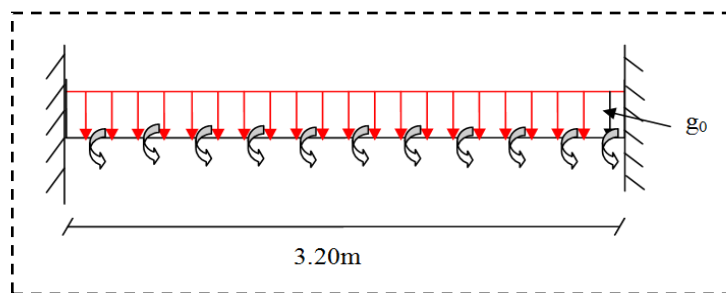


Figure III.22. Schéma statique de la poutre palier

a) Dimensionnement :

$$L_{max} = 320cm$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad b \geq 20cm \\ \bullet \quad h \geq 30cm \\ \bullet \quad 0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{(RPA.VII.7.5) On prend : } h=30cm ; b=30cm$$

b) Les sollicitations de la poutre palière

✓ Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre.

g_1 : Poids du mur extérieur.

$$g_0 = (0,30 \times 0,30) \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

$$g_1 = 2.93 \times 2.68 = 7.85 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_a = 30.69 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_a = 22.09 \text{ KN}$$

✓ **Les sollicitations :**

$$P_u = 1.35(g_0 + g_1) + R_a \times 1.26$$

$$P_u = 52.30 \text{ KN / m}$$

c) ferrailage de la poutre palière

Calcul à la flexion simple

Moment de flexion :

$$\text{En travée : } M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{52.30 \times 3.2^2}{24} = 22.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -\frac{52.31 \times 3.2^2}{12} = -26.69 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max (ELU) : $V_u = 83.68 \text{ KN}$.

Calcul de la section d'armature a la flexion simple

$$b = 30 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}; f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.46. Ferrailage de la poutre palière en travée et aux appuis

Mu (KN/m)	μ_{bu}	α	z(m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)
En travée					
22.31	0.021	0.026	0.27	0.23	2.02
En appui					
26.69	0.086	0.112	0.257	2.59	2.02

d) Vérification

à l'ELU

L'effort tranchant

$$V_u = 83.68 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{83.68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 1.03 \text{MPa}$$

$$\tau^{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau^{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales à la flexion simple

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.60 \text{cm}^2.$$

$$A_t = \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.36 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.60 \text{cm}^2$$

2. Calcul à la torsion**Le moment de torsion**

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = M_A = 26.69 \text{KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_t^{\max} = \frac{26.69 \times 3.2}{2} = 42.70 \text{KN.m}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0,0625 \text{m}^2 \text{ Avec : } e = b/6 = 0,05 \text{m}$$

On doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La contrainte de torsion

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.70 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 6.832 \text{MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(1.03)^2 + (6.832)^2} = 6.91MPa$$

Donc :

$\tau > \tau_u$ Il y'a risque de rupture par cisaillement.

On redimensionne la section de la poutre palière.

En augment notre section a $(bxh) = (40 \times 40)$

En calcule les dimensions : (Ω . et e)

$$.e = \frac{b}{6} = \frac{0.40}{6} = 0.066 Cm \rightarrow \Omega = (0.4 - 0.066) \times (0.4 - 0.066) = 0.111 m^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.70 \times 10^{-3}}{2 \times 0.111 \times 0.066} = 2.89MPa$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.823)^2 + (2.89)^2} = 3.00MPa$$

$\tau > \tau_u$ pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures longitudinales en torsion**

$$\mu = \frac{4}{3}b + 2h = 1.33m$$

$$A_l = \frac{M_t^{max} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \Rightarrow A_{lT} = \frac{42.70 \times 10^{-3} \times 1.33 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.111} = 7.35cm^2$$

Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t = 20$ cm

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{42.70 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.111 \times 400} = 1.106cm^2$$

Ferraillage de la poutre palier

Armatures transversales

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.60 + 1.106 = 1.706 cm^2$$

$$S_t = 20 cm$$

d) Armatures longitudinales

En appui

$$A_t^a = A_t^{flexionsimple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^a = 2.59 + 7.35 \frac{1}{2} = 6.26 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t^t = A_t^{flexionsimple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^t = 4.57 + 7.35 \frac{1}{2} = 8.24 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

- Pour A_t^t on choisit 6HA14=9.24 cm².
- Pour A_t^a on choisit 6HA12=6.79cm².
- Pour A_t on choisit un cadre + un étrier de $\Phi 8$

À L'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.47. Calcul des sollicitations à l'ELS

R_A(KN)	R_B(KN)	X(m)	M₀(KN.m)	M_a (KN .m)	M_t(KN.m)
22.09	22.57	2.35	38.50	19.25	32.72

Vérification de σ_{bc} :**Calcul de y :**

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

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 6.79 \times (y - 3) - 15 \times 9.30 \times (37 - y) = 0$$

$$20y^2 + 241.35y - 5467.05 = 0$$

$$y = 11.57 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{40}{3} 11.57^3 + 15 \times 6.79 \times (11.57 - 3)^2 + 15 \times 9.30 \times (37 - 11.57)^2$$

$$I=118343.79\text{cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{32.72 \times 10^{-3}}{118343.79 \times 10^{-8}} \times 0.1157 = 3.19\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

- La fissuration peu nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation :

Les deux conditions sont vérifier implique qu'il y a pas lieu d'évalué la flèche.

$$1. \frac{h}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow \frac{40}{320} = 0.125 > 0.042$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.30}{40 \times 37} = 0.00628 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les deux conditions sont vérifier alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

e) Schéma de ferrailage

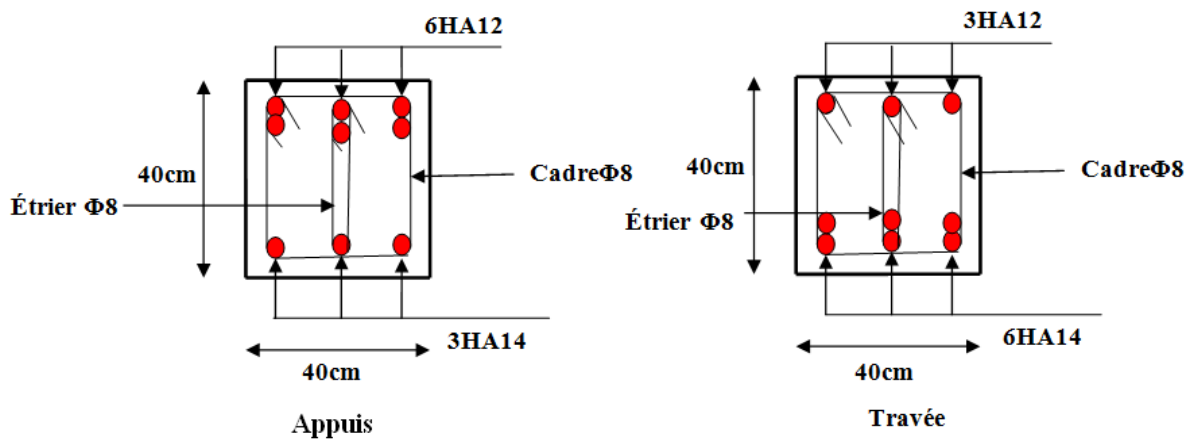


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. 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, encastrée 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.7.1. hypothèses de calcul

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré nuisible.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.7.2. Evaluation des charges et surcharges

$G = 25 \times S = 2.68 \text{ KN / ml.}$

$Q = 1 .00 \text{ KN/ml}$

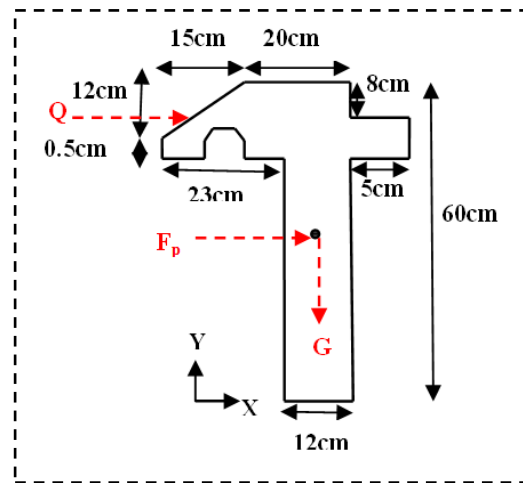


Figure III.24. Coupe transversale de l'acrotère

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

A) Charge verticale

Tableau III.48. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment intérieur (KN/ml)	Enduit ciment extérieur (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	12	0.1071	2.68	0.15	0.20	3.02

B) Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **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).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3.02KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.02 \Rightarrow F_p = 1.4496KN$$

a) Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.298m \\ Y_G = 0.363m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.02KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.4496 \times 0.363 \Rightarrow M_{F_p} = 0.5262KN.m \end{cases}$$

Tableau III.49. Combinaisons d'action de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3.02	4.077	3.02
M (KN.m)	1.1262	0.90	0.6

Calcul de l'excentricité :(BAEL91 Art 4.4) :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.1262}{3.02} = 0.373m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles 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.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 60/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.12 \times 10^4} (2 + 0) = 0.0072\text{m}$$

D'où : $e = 0.373 + 0.02 + 0.0072 = 0.4002\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.02\text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 3.02 \times 0.4002 = 1.208\text{ KN.m}$

b) Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

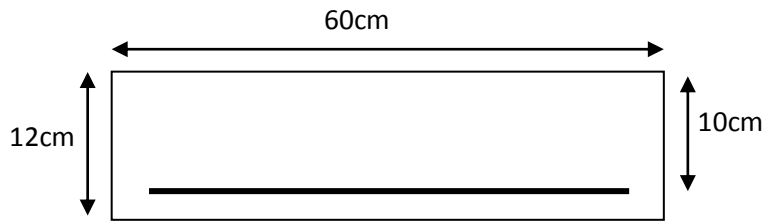


Figure III.25. Section à ferrailé

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.

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2).$$

$$M_{ua} = 1.208 + 3.02 (0.12 - 0.12/2) = 1.2297 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.2297 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.006, \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.007; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.12m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.2297 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.29 \times 10^{-4} - \frac{3.02 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.20 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.4496 + 1 = 2.4496 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.4496 \times 10^{-3} / (1 \times 0.10) = 0.0245 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0245 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

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.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.4496 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.10 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.271 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 3.02 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/3.02) + (0.12 - 0.12/2) \Rightarrow e_1 = 0.26 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.26 \Rightarrow c = -0.14 \text{ m.}$$

$$c = -0.14 \text{ m} ; \quad y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times 0.14^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.14) = -0.054 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times -0.14^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.14)^2 = 0.0043 \text{m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.20 \Rightarrow y_{ser} = 0.052 \text{m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0012 \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.0012} \times 0.052 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.025 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.0012} (0.1 - 0.052) = 36 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

c) Schéma de ferrailage de l'acrotère

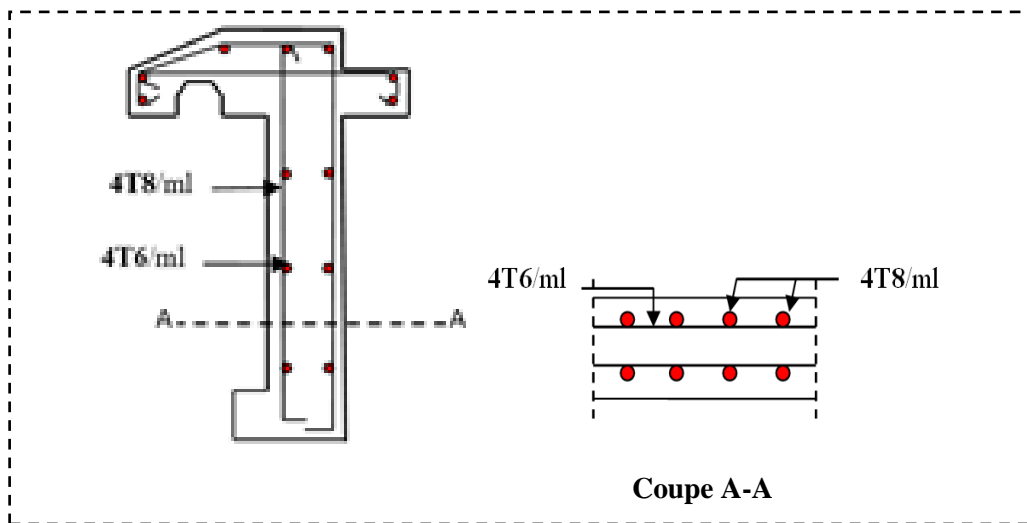


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

A) Méthode statique équivalente

Les **RPA99(V2003)** permettent sous certaines conditions du (l'Article 4.2) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul totale :**

RPA99 (Art4.2.3)

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 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. 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. Le facteur dépend de deux paramètres :

- ❖ Groupe d'usage : groupe 2
- ❖ Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A= 0.15$

• **R :** Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99.**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction,

Donc : $R= 5$

• **Q :** Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

RPA99 (Formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05

4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Donc :

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.25$$

- **W**: poids total de la structure.

$$W = \sum_n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation, il est

Donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Concernant notre projet on a un niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$\Rightarrow W = 21273,619 \text{ KN}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 31.62m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (31.62)^{3/4} = 0.67s.$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 17.21m, L_y = 9.87m$$

$$\begin{cases} T_x = 0.68s \\ T_y = 0.90s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.67s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.67s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.67)^{2/3} = 1.67$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.67)^{2/3} = 1.67$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{s_x} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s$$

$$T_{s_y} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.20}{5} \times 21273,619 = 1278.97KN$$

$$V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.25}{5} \times 21273.619 = 1332.26KN$$

B) Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non-conforme aux conditions exigées par les RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule4-13)}$$

C) Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes 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.5 Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

A) Disposition des voiles de contreventement

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais

comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

On a: $V_{x1}=2.20m$, $V_{x2}=3.20m$.

$V_{y1}=2.75m$, $V_{y2}=2.90m$.

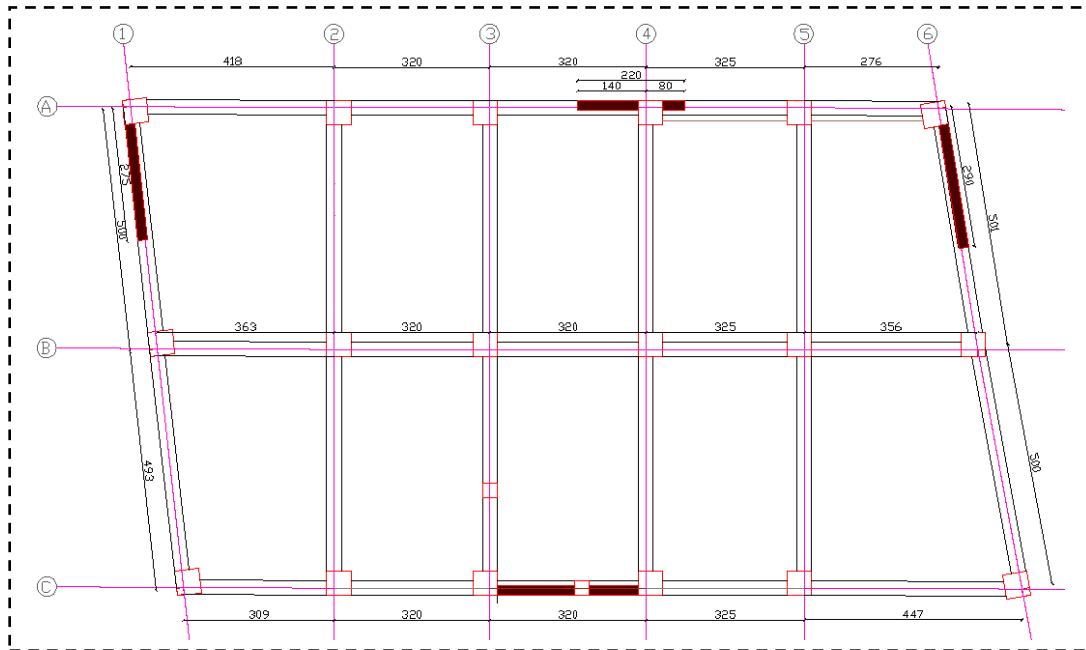


Figure.IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique

Tableau.IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum	
	Sec	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY
Mode 1	0,852961	0,04506	0,67753	0,83725	0,04523
Mode 2	0,745307	0,72734	0,72041	0,89221	0,76263
Mode 3	0,640786	0,72735	0,72052	0,89244	0,76277
Mode 4	0,25393	0,74077	0,84377	0,8926	0,76285
Mode 5	0,222529	0,85912	0,85947	0,89261	0,76367
Mode 6	0,181811	0,86802	0,85947	0,89261	0,76389
Mode 7	0,124237	0,87785	0,90155	0,89285	0,76391
Mode 8	0,110102	0,91467	0,9133	0,89291	0,76431
Mode 9	0,084737	0,91467	0,9133	0,92724	0,89209

Mode 10	0,084098	0,91997	0,91331	0,93041	0,91352
----------------	----------	---------	---------	---------	---------

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

➤ Les modes de vibration sont montrés sur les 3 Figures suivante :

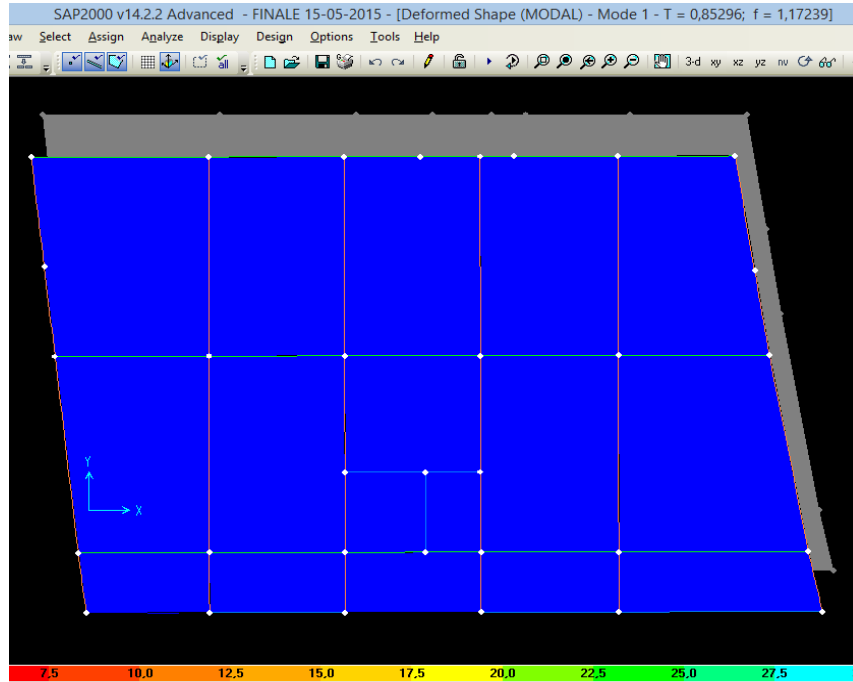


Figure.IV.2. Mode 1, Translation suivant l'axe y-y

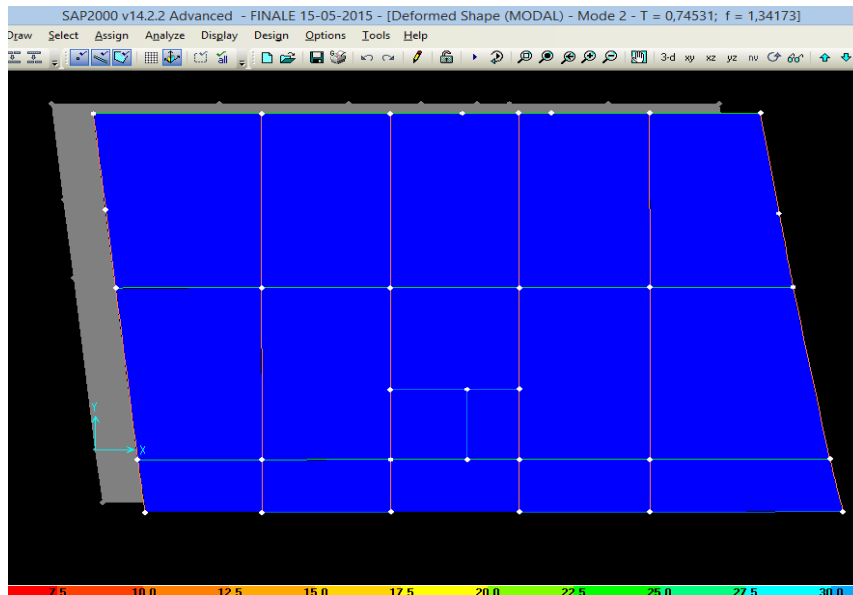


Figure.IV.3. Mode 2, Translation suivant l'axe x-x

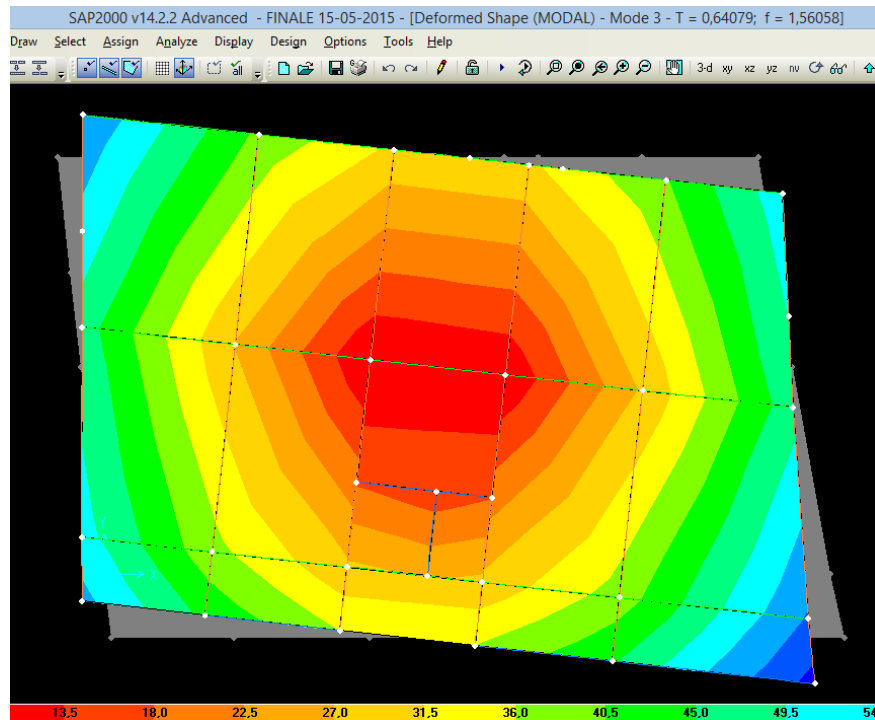


Figure.IV.4. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes 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 d'étage. [1]

1) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Entre sol	-19014,212	-4555,714	80,671496	19,3285
RDC	-16802,675	-4012,897	80,721659	19,27834
NIV 01	-14632,837	-3230,35	81,916161	18,08384
NIV 02	-12701,769	-2813,895	81,864166	18,13583
NIV 03	-10701,106	-2478,124	81,196747	18,80325
NIV 04	-8810,759	-2081,691	80,88868	19,11132
NIV 05	-6856,782	-1762,127	79,555104	20,4449
NIV 06	-5085,923	-1336,775	79,186706	20,81329
NIV 07	-3290,76	-941,727	77,750032	22,24997
NIV 08	-1685,817	-478,041	77,907931	22,09207

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers niveaux où l'écart est de 2.1% ce qui peut être négligé.

2) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol	-277,952	-270,269	-792,228	-755,023	25,972	26,360	74,027	73,639
RDC	-306,329	-259,48	-726,007	-619,477	29,673	29,521	70,326	70,478
NIV 01	-437,84	-411,666	-468,108	-435,692	48,329	48,582	51,670	51,417
NIV 02	-455,698	-383,166	-399,538	-382,853	53,283	50,020	46,716	49,979

NIV 03	-408,905	-363,687	-375,189	-324,463	52,149	52,849	47,850	47,150
NIV 04	-422,82	-355,359	-277,013	-248,055	60,417	58,891	39,582	41,108
NIV 05	-326,231	-282,807	-272,161	-225,092	54,517	55,681	45,482	44,318
NIV 06	-326,123	-275,791	-162,087	-134,646	66,799	67,194	33,200	32,805
NIV 07	-217,989	-195,185	-140,146	-105,146	60,867	64,989	39,132	35,010
NIV 08	-239,541	-214,166	-69,263	-72,635	77,570	74,674	22,429	25,325

- **Analyse des résultats :**

Le pourcentage important repris par les portiques aux niveaux 06 et 08 est dû comme déjà Précise au manque des voiles à cause de la présence du parking.

c) 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 :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003.Art 7.4.3.1})$$

N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

Pour les vérifications nécessaires on a augmenté les sections des poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau.IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Entre sol et RDC	60×55	3300	2098.814	0.254	Vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	55×55	3025	1461.573	0.193	Vérifiée
3^{ème} et 4^{ème} étage	55×50	2750	1002.557	0.146	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	50×45	2100	609.594	0.116	Vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} étage	45×40	1800	305.495	0.068	Vérifiée

d) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau.IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1071,368	1278,97	0.84	vérifiée
Sens y-y	1026,629	1332,26	0.77	non

On voit bien que $V_{dyn} / V_{ST} < 0.80$ dans le sens y-y alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments) de 30%.

e) 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).

Avec :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad (\text{RPA99/2003. Article 5.10})$$

Tous les résultats sont regroupés dans le **tableau. IV.7.** :

Tableau.IV.7. Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK	δK	$\delta K-1$	ΔK	hK	$\Delta K/hK$	δeK	δK	$\delta K-1$	ΔK	$\Delta K/hK$
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
Entre sol	0.057	0.28	0	0.28	306	0.091	0.061	0.305	0	0.305	0.099
RDC	0.220	1.1	0.28	0.82	408	0.200	0.246	1.23	0.30	0.925	0.226
NIV 01	0.370	1.85	1.1	0.75	306	0.245	0.430	2.15	1.23	0.92	0.300
NIV 02	0.528	2.64	1.85	0.79	306	0.258	0.630	3.15	2.15	1.00	0.326
NIV 03	0.689	3.445	2.64	0.805	306	0.263	0.833	4.165	3.15	1.015	0.331
NIV 04	0.843	4.215	3.445	0.77	306	0.251	1.029	5.145	4.16	0.98	0.320
NIV 05	0.988	4.94	4.215	0.725	306	0.236	1.215	6.075	5.14	0.93	0.303
NIV 06	1.120	5.6	4.94	0.66	306	0.215	1.383	6.915	6.07	0.84	0.274
NIV 07	1.240	6.2	5.6	0.6	306	0.387	1.537	7.685	6.91	0.77	0.251
NIV 08	1.351	6.75	6.2	0.55	306	0.196	1.677	8.385	7.68	0.7	0.228

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f) Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_{K(i=k)} = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si : $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.

Si : $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8. :

Tableau.IV.8. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	h _k (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P _k (KN)	Δ_k	V _k (KN)	Θ_k	Δ_k	V _k (KN)	Θ_k
Entre sol	306	20729,425	0.28	1070,18	0.017	0.099	1025,292	0.006
RDC	408	18602,097	0.82	1032,336	0.036	0.226	878,957	0.011
NIV 01	306	15958,987	0.75	905,948	0.043	0.300	847,358	0.018
NIV 02	306	13868,869	0.79	855,236	0.041	0.326	766,019	0.019
NIV 03	306	11787,631	0.805	784,094	0.039	0.331	688,15	0.018
NIV 04	306	9754,016	0.77	699,833	0.035	0.320	603,414	0.016
NIV 05	306	7731,598	0.725	598,392	0.030	0.303	507,899	0.015
NIV 06	306	5785,039	0.66	488,21	0.025	0.274	410,437	0.012
NIV 07	306	3843,345	0.6	358,135	0.021	0.251	300,331	0.010
NIV 08	306	2015,418	0.55	308,804	0.017	0.228	286,801	0.005

D'après les résultats obtenus dans le tableau les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles 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 entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

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 donnés 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). $0.8G-E$

Ferrailage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

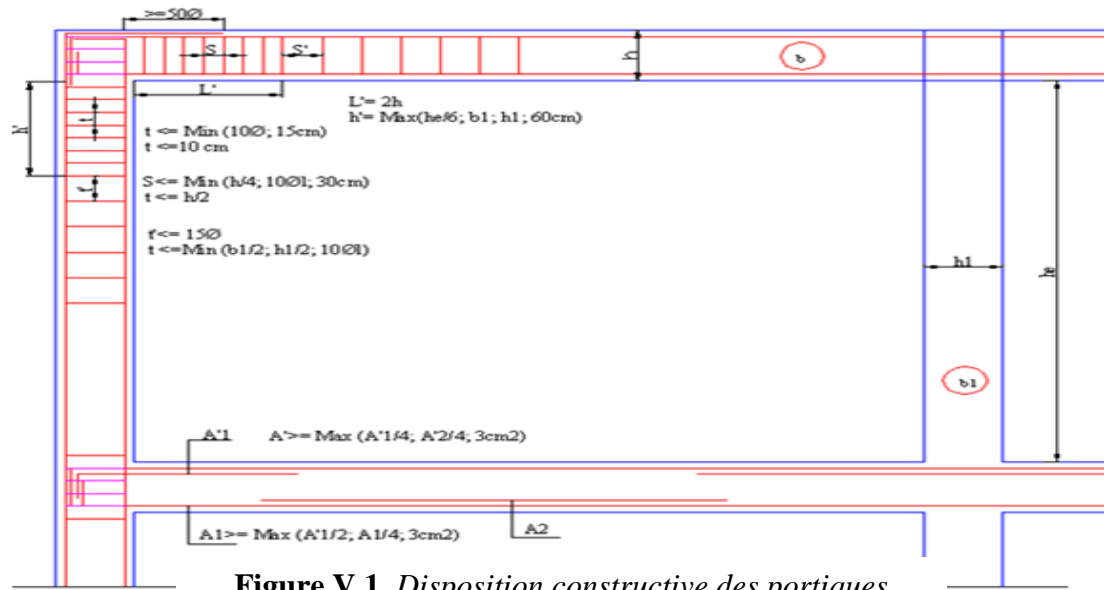
– $St \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ 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_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V.1.2. Dispositions constructives des portiques RPA 99 (Figure 7.5)



V.1.3. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.4. Calcul du ferrailage

V.1.4.1. Les armatures transversales

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) de RDC

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 68.760 \text{KN.m} \dots (ELU) \\ M_a = -84.737 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_y) \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = 0.118 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot } A' = 0$$

$$\alpha = 0.157 \rightarrow Z = 0.346 \text{m} \Rightarrow A_{st} = 5.71 \text{cm}^2$$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot } A' = 0$$

$$\alpha = 0.196 \rightarrow Z = 0.341 \text{m} \Rightarrow A_{st} = 6.21 \text{cm}^2$$

Le ferrailage des poutres est déduit à partir du logiciel **SOCOTEC** et du **SAP 2000**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin).

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 _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol RDC	Poutre principale	30×40	Appuis	-84.73	124.82	5.9	6	6.88	3HA14+ 2HA12
			Travée	68.76		5.71		6.88	3HA14+ 2HA12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-52.60	59.31	3.69	6	4.62	3HA14
			Travée	43.97		3.07		4.62	3HA14
Etages courants	Poutre principale	30×40	Appuis	-90.08	121.53	6.51	6	6.88	3HA14+ 2HA12
			Travée	60.42		4.53		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-74.55	82.25	5.32	6	6.88	3HA14+ 2HA12
			Travée	59.16		4.17		4.62	3HA14
Terrasse inaccessi ble	Poutre principale	30×40	Appuis	-71.35	98.28	5.08	6	6.88	3HA14+ 2HA12
			Travée	48.29		3.93		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-39.95	29.70	2.78	6	4.62	3HA14
			Travée	27.02		1.86		4.62	3HA14

C) Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

D). Les armatures transversales

a). Calcul de Φ_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres.

b). Calcul des espacements des armatures transversales

1. $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$\text{➤ } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 105 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.3cm$$

$$\text{➤ } S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 57.75cm \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_t^{\min})$

Poutres principales : $S_t \leq \min(10; 14.4)$. Soit : $S_t = 10cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14.4)$. Soit : $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm \Rightarrow S_t = 15cm$; Soit : $S_t = 15cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm$; Soit : $S_t = 15cm$

c). Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times d = 1.11 cm^2$$

$$A_t^{\min} = 1.11 cm^2 < A_t = 2.01 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E) Vérification à l'ELU BAEL91 (Art F.IV.2)

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obser
principales	124.82	1.21	3.33	Vérifiée
secondaires	59.31	0.53	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 $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) .$

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \quad \gamma_s = 1.15,$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Obser
Principales	6.88	124.82	-90.08	3.59	-4.19	Vérifiée
Secondaires	6.88	59.31	74.55	1.70	-4.73	Vérifiée

F). Vérification à l'ELS

a). Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
Poutres principale s	Appuis	-56.176	111037.2	15.22	7.70	15	vérifiée
	Travées	50.250	100650.5	14.42	7.20	15	vérifiée
Poutres secondaire s	Appuis	-21.30	80618.85	12.81	3.38	15	vérifiée
	Travées	16.87	80618.85	12.81	2.68	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 m	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.90	6.88	0.08	0.075	0.0062	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.47	6.88	0.09	0.052	0.0062	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.5. Schéma de ferrailage des Poutres

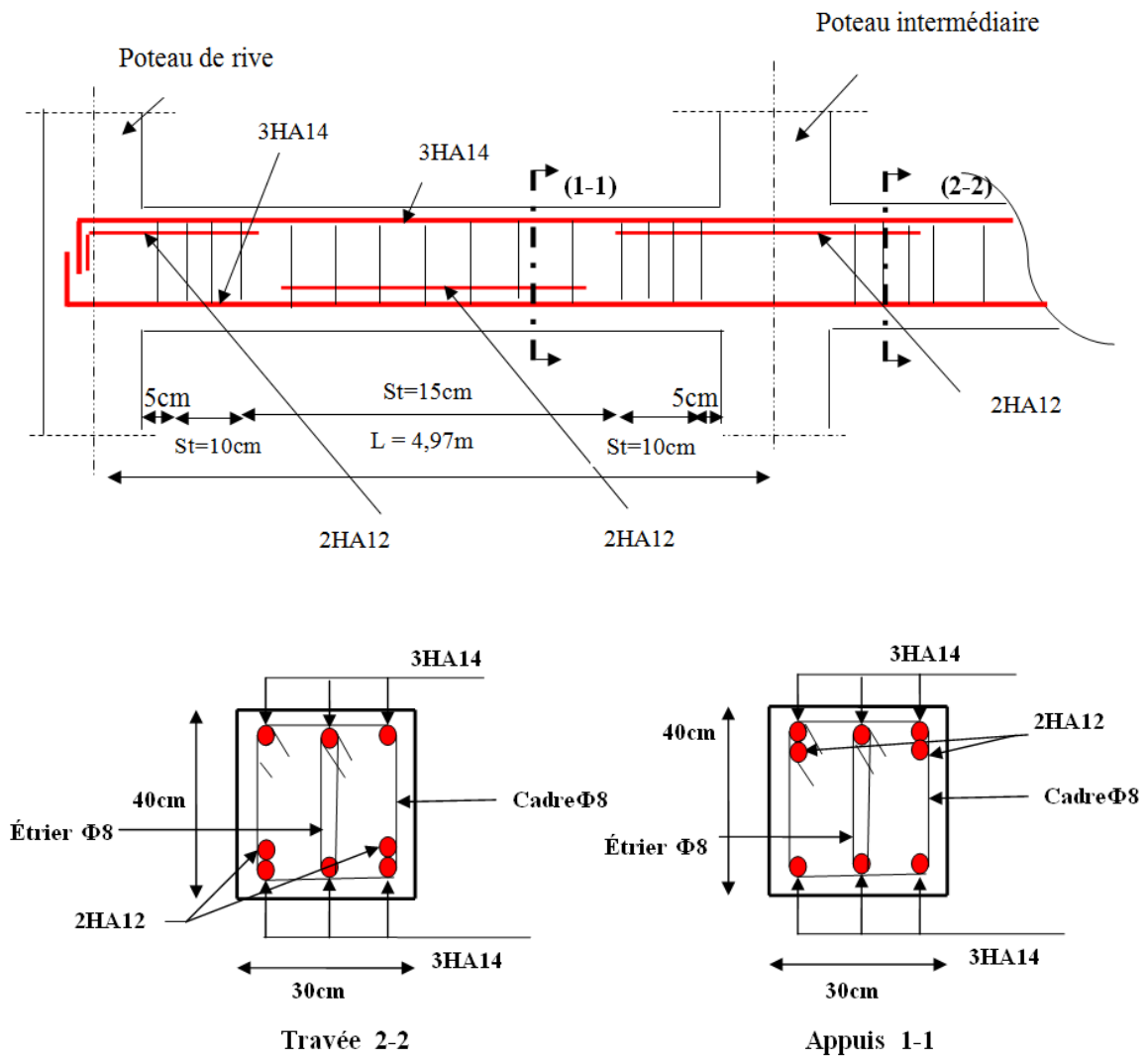
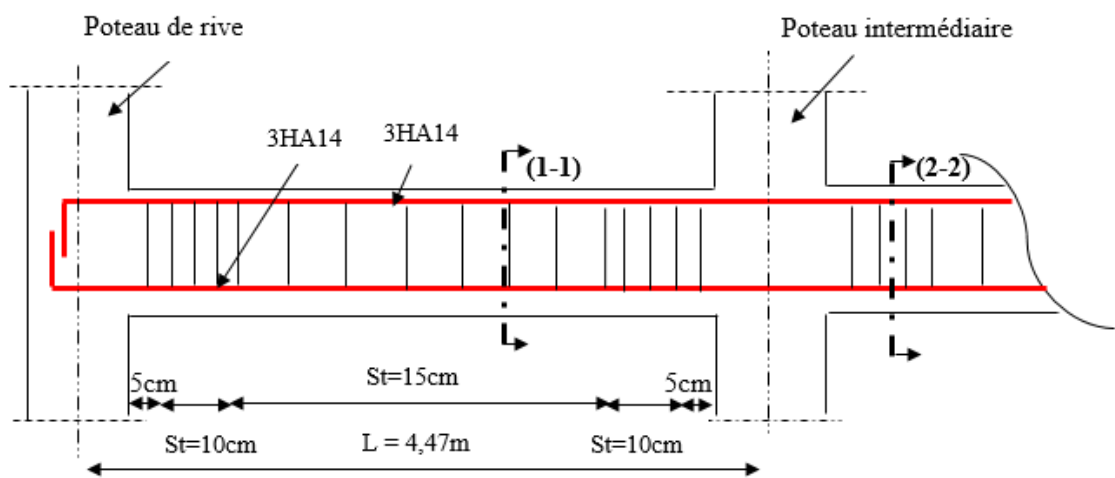


Figure V.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale du RDC



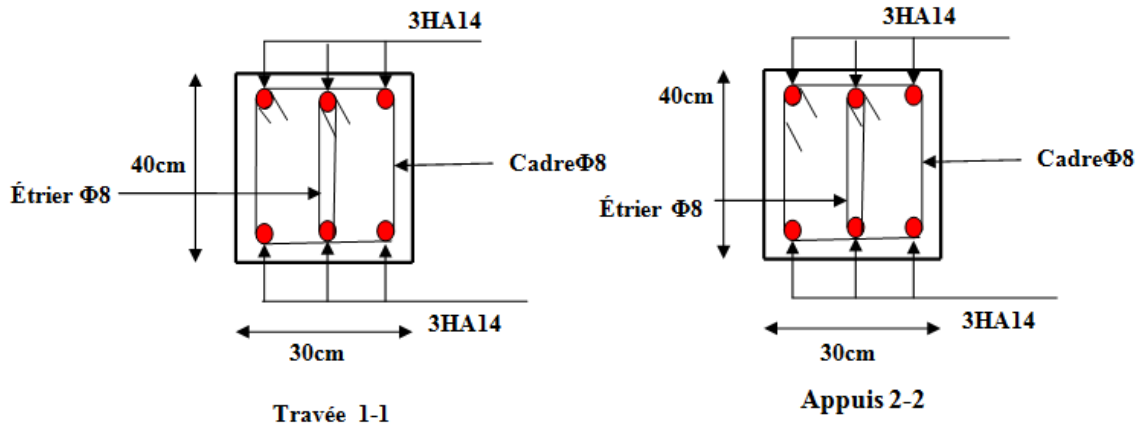


Figure V.3. schéma de ferrailage de la poutre secondaire du RDC

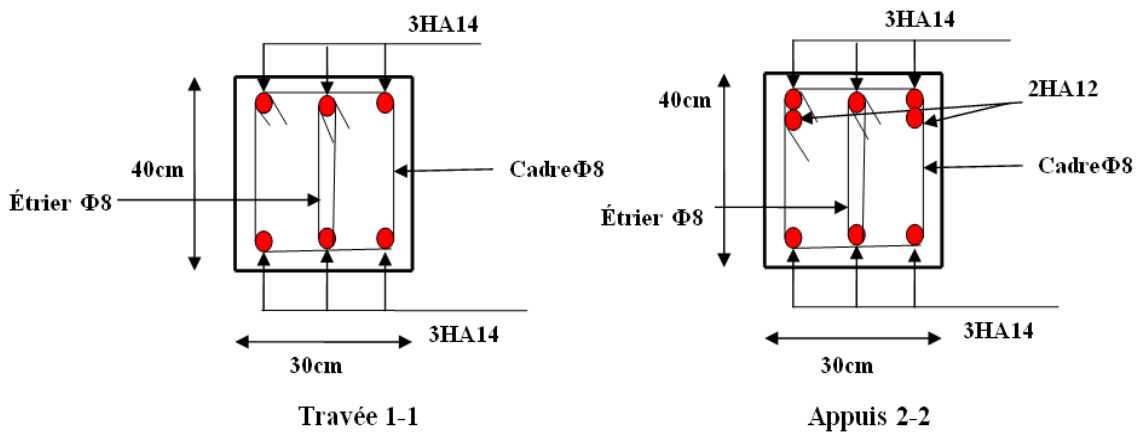


Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant

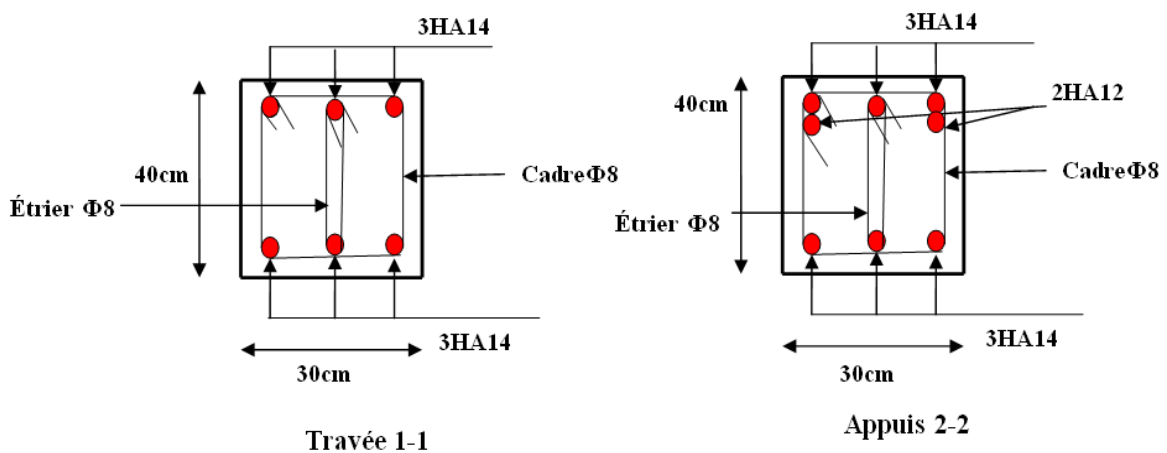


Figure V.5. schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant

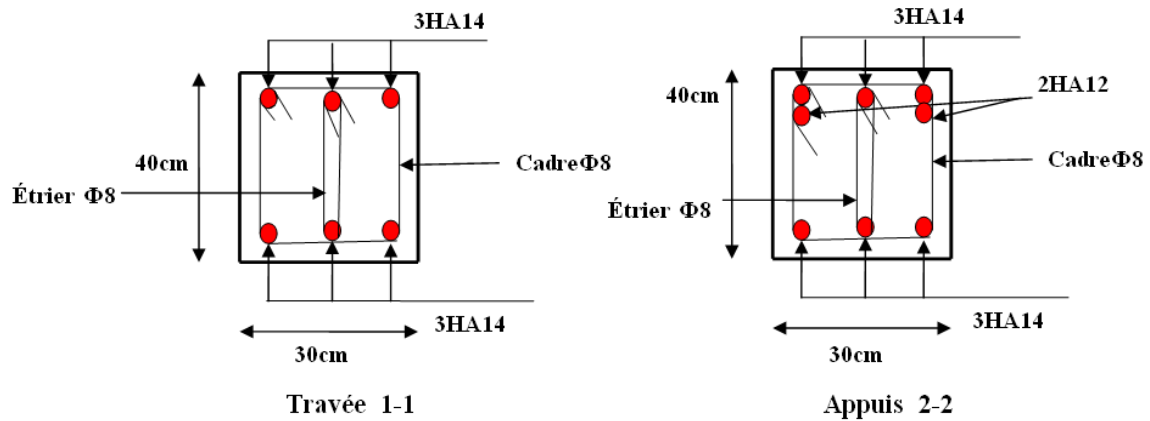


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse

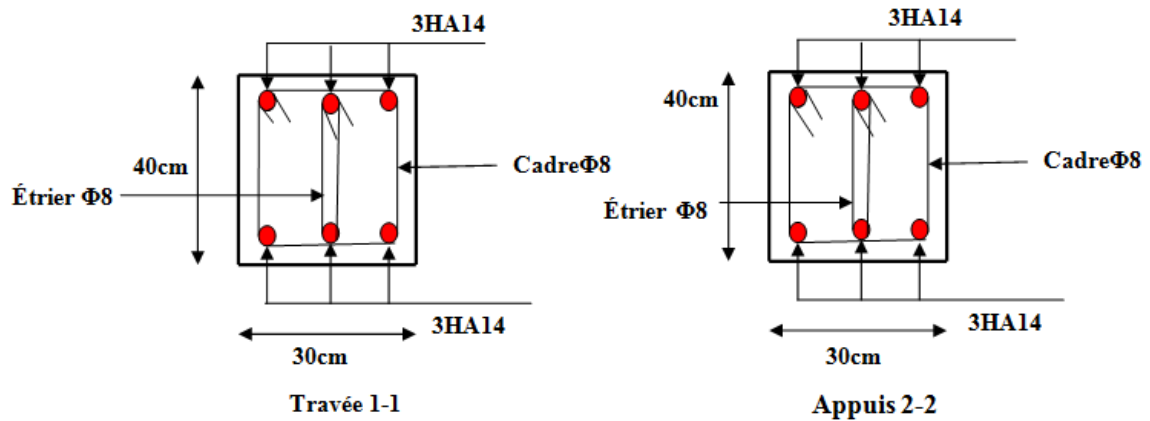


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse

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**

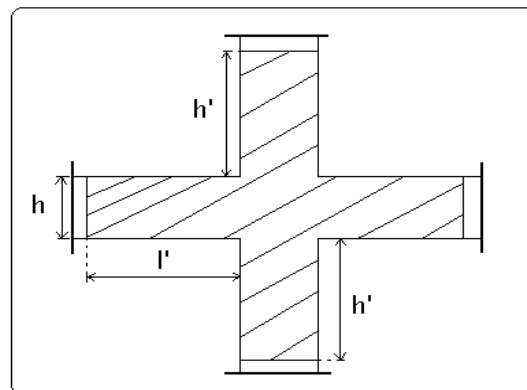
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ 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
Entre-sol et RDC	60×55	26.4	132	198
1 et 2 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
3 et 4 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
5 et 6 ^{ème} étages	50×45	18	90	135
7 et 8 ^{ème} étages	45×40	14.2	72	108

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.
- **h₁** : 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 :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ Si } : \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } : \lambda_g < 5. \end{cases}$$

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 : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (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)
Entre sol et RDC	2418.602	6.758	119.952	1190.81	-16.293	61.139
1 et 2 ^{ème} étage	1721.064	22.518	119.093	1004.68	5.487	84.181
3 et 4 ^{ème} étage	1228.219	23.489	104.437	783.497	55.553	89.547
5 et 6 ^{ème} étage	783.425	11.291	92.428	418.887	56.99	39.274
7 et 8 ^{ème} étage	395.968	10.881	79.772	145.399	21.201	49.717

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 Entre sol et RDC, avec les sollicitations suivantes

$$- N_{max} = 2418.602 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 6.758 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad (\text{ELU})$$

$$- M_{max} = 119.952 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1190.813 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (0.8G + E_y)$$

$$- N_{min} = -16.293 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 61.139 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad (G + Q + E_y)$$

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$d = 0.55 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$N = 2418.602 \text{ KN (de compression)} \dots \dots (\text{ELU})$$

$$M = 6.758 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.00279 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 6.758 + 2418.602 \times (0.55 - 0.60/2) = 611.41 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2 = 0.76 > [2418.602 \times (0.55 - 0.05) - 611.41] \times 10^{-3} = 0.59 \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{611.41 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55^2 \times 18.48} = 0.198$$

$$\mu_{bu} = 0.198 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_{bc} = 3.5\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} = 0.198 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.28$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.48m \Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{611.41 \times 10^{-3}}{0.48 \times 348} = 36.60 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 36.60 \times 10^{-4} - \frac{2418.602 \times 10^{-3}}{348} = -32.90 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 119.952 \text{ KN.m}, N = 1190.813 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.10m < (h/2) = 0.30m.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 119.952 + 1190.813 \times (0.55 - 0.60/2) = 417.65 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2 = 0.76 > [1190.813 \times (0.55 - 0.05) - 417.65] \times 10^{-3} = 0.18 \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 417.65 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.176 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.243 \rightarrow z = 0.49 \rightarrow A_l = 24.49 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N = -16.293 \text{ KN} \rightarrow M = 61.139 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = -3.75 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 61.139 + (-16.293) \times (0.55 - 0.60/2) = 57.06 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2 = 0.76 > [-16.293 \times (0.55 - 0.05) - 57.06] \times 10^{-3} = -0.06 \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

$$M_{UA} = 57.06 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.03 \rightarrow z = 0.54 \text{ m} \rightarrow A_l = 3.03 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

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 _{RP} A (cm ²)	A _{tdp} (cm ²)	barres
Entre-sol et RDC	60x55	0	26.4	26.51	4HA16 + 12HA14
1 et 2 ^{ème} étage	55x55	8.42	24.2	24.63	16HA14
3 et 4 ^{ème} étage	55x50	7.66	22	22.18	10HA14 + 6HA12
5 et 6 ^{ème} étage	50x45	2.88	18	18.10	16HA12
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45x40	9.18	14.2	15.83	14HA12

V.2.5. Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul du poteau (60x55) cm²:

✓ Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0,7 \times 2,66}{0,55} \right) = 3,38 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 83,755 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,55 \times 400} = 2,14 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi_{max} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min(10; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

On a : $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$

Après interpolation on aura :

zone nodale : $A_t^{\min} = 0,61\%(t \times b) = 0,61\%(10 \times 55) = 3.35 \text{ cm}^2$

zone courante : $A_t^{\min} = 0,61\%(t \times b) = 0,61\%(15 \times 55) = 5.03 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8HA10=6,28cm²**

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_t^{\min} cm	V _d (KN)	L _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60x55	1.4	83.755	64	10	15	2.14	5.03	6.28	8HA10
55x55	1.4	126.523	56	10	15	0.23	5.03	6.28	8HA10
55x50	1.2	101.108	56	10	15	0.28	4.57	4.71	6HA10
50x45	1.2	82.344	48	10	15	0.26	4.11	4.71	6HA10
45x40	1	66.225	48	10	15	0.23	3.66	4.02	8HA8

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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- **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'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

L'élanement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = 0.7l_0$ 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.

$N_d = 2418.602KN$

$l_f = 186.2cm \rightarrow \lambda = 11.71 < 50 \rightarrow \alpha = 0.83$

$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.3074m^2.$

$N_u = 0.83 \left(\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 26.51 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right) = 5490.18KN.$

$N_d = 2418.602KN < N_u = 5490.18KN \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

c) Vérification des contraintes

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
Entre-sol	60×55	266	186.2	11.71	0.83	26.51	0.3074	5.490	2.418	vérifiée
RDC	60×55	368	257.6	16.20	0.81	26.51	0.3074	5.357	2.418	vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	55×55	266	186.2	11.71	0.83	24.63	0.2809	5.028	1.721	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	55×50	266	186.2	12.88	0.82	22.18	0.2544	4.495	1.228	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×45	266	186.2	14.31	0.82	18.10	0.2064	3.650	0.783	vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	45×40	266	186.2	16.10	0.81	15.33	0.1634	2.882	0.395	vérifiée

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

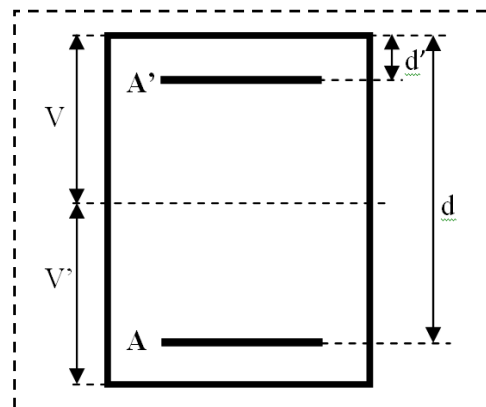
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Entre-sol RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×55	55×55	55×50	50×45	45×40
d (cm)	55	50	50	45	40
A' (cm ²)	13.255	12.31	11.09	9.05	7.665
A (cm ²)	13.255	12.31	11.09	9.05	7.665

V (cm)	30	27.5	27.5	25	22.5
V'(cm)	30	27.5	27.5	25	22.5
I_{yy} (m⁴)	0.012	0.0094	0.0086	0.0057	0.0037
N^{ser}(MN)	1.756	1.253	0.894	0.571	0.289
M^{ser}(MN.m)	0.0438	0.0350	0.0317	0.0321	0.0497
M_G^{ser}(MN.m)	0.0438	0.0350	0.0317	0.0321	0.0497
σ_{bc1}(MPa)	6.41	5.16	4.26	3.94	4.62
σ_{bc2}(MPa)	4.22	3.12	2.23	1.13	-1.41
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15
Obs	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 :

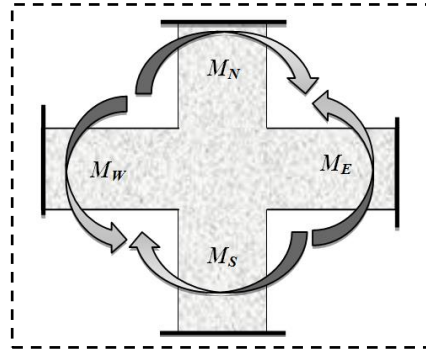
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Entre-sol	60×55	266	11.71	0.040	55	83.755	0.27	1	Vérifiée
RDC	60×55	368	16.20	0.040	55	83.755	0.27	1	Vérifiée
1 et 2^{ème} étage	55×55	266	11.71	0.040	50	126.52	0.46	1	Vérifiée
3 et 4^{ème} étage	55×50	266	12.88	0.040	50	101.10	0.40	1	Vérifiée
5 et 6^{ème} étage	50×45	266	14.31	0.040	45	82.344	0.41	1	Vérifiée
7 et 8^{ème} étage	45×40	266	16.10	0.040	40	66.225	0.41	1	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 (M_R) 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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol et RDC	60×55	54	26.51	498.36
1et2 étage	55×55	49.5	24.63	424.27
3 et 4 ^{ème} étage	55×50	49.5	22.18	382.07
5 et 6 ^{ème} étage	50×45	45	18.10	283.44
7et 8 ^{ème} étage	45×40	40.5	15.83	223.10

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. 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	498.36	498.36	996.35	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage1	424.27	498.36	922.63	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage2	424.27	424.27	848.54	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage3	382.07	424.27	806.34	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage4	382.07	382.07	764.14	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage5	283.44	382.07	665.51	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage6	283.44	283.44	566.88	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage7	223.10	283.44	506.54	86.19	86.19	215.47	vérifiée
Etage8	223.10	223.10	446.20	86.19	86.19	215.47	vérifiée

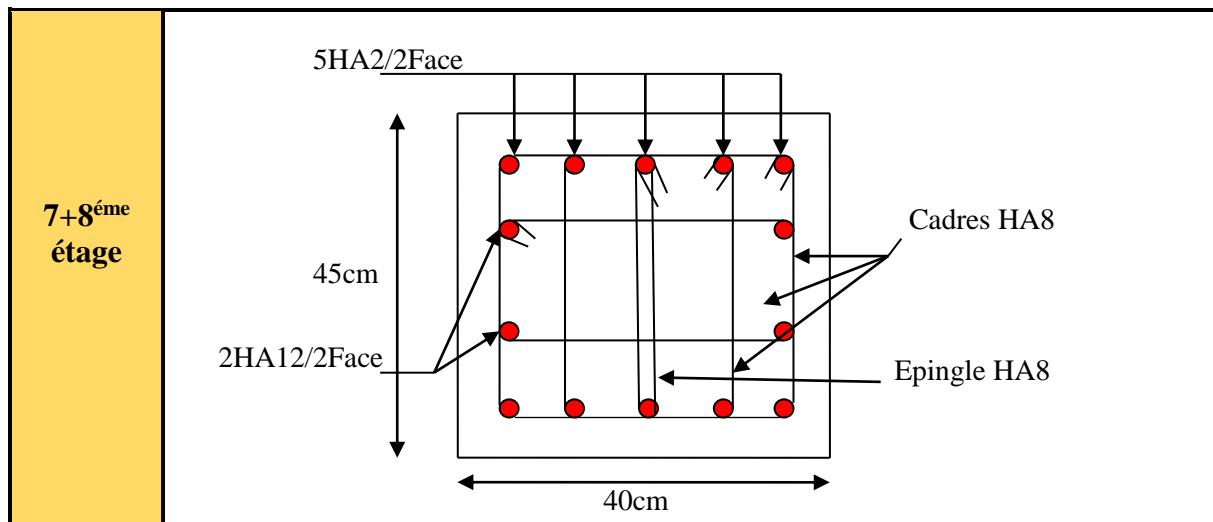
Conclusion

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

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Entre sol+RD C	<p>2HA16/Face</p> <p>3HA14/face</p> <p>CadresHA10</p> <p>60 cm</p> <p>55 cm</p>

<p>1^{er}+ 2^{ème} étage</p>	<p>5HA14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres HA10</p>
<p>3+4^{ème} étage</p>	<p>5HA14/2Face</p> <p>55 cm</p> <p>3HA12/2Face</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres HA10</p>
<p>5+6^{ème} étage</p>	<p>5HA16/2Face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres HA10</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 encastées 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 ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1}

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)	
Entre-sol et RDC	$V_{01, (1, 2)}$	-1578.69	1931.04	-1959.8	1310.28	-32.39	2031.43	468.19
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{01, (3, 4)}$	-899.19	94.32	727.38	589.86	253.92	494.88	259.20
3 et 4 ^{ème} étage	$V_{01, (5, 6)}$	-279.20	714.52	352.29	281.27	67.71	229.19	195.33
5 et 6 ^{ème} étage	$V_{01, (7, 8)}$	573.74	-174.67	203.50	119.31	-12.31	187.20	139.07
7 et 8 ^{ème} étage	$V_{01, (9, 10)}$	90.12	402.2	173.07	36.58	-12.13	172.57	69.83

V.3.4. Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau prenons l'exemple de calcul le voile V_{y1} de **entre sol et RDC**.

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.

1. Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$L = 2.75m, d = 2.70m, e = 0.20m.$$

$$N_{max} = -1578.69KN(\text{traction}), M_{cor} = -1931.04KN.m. (\text{Combinaison } G+Q+Ey).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.22m < \frac{l}{2} = 1.37m \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante:

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \leq N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{avec: } M_{ua} = M + N \times (d \times \frac{h}{2}) = -3908.53KN.m$$

$$(0.337 \times 2.75 - 0.81 \times 0.05) \times 0.20 \times 2.75 \times 18.48 = 9MN.m > [1578.69 \times (2.75 - 0.05) - 3908.53] \times 10^{-3} = 0.35MN.m$$

\Rightarrow donc la section est partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V \Rightarrow \sigma_{\max} = -10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 4.78 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = 0.85 \text{ m}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3908.53 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.70^2 \times 18.48} = 0.145 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.19 \rightarrow z = 2.49 \text{ m} \rightarrow A_s = 39.24 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans **la zone tendue** est :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 7.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times [e \times (L_t - d')] \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_v = 3\text{HA}20 + 15\text{HA}16 = 39.58 \text{ cm}^2$ (dans la zone tendue)

La quantité d'armatures minimales dans **la zone courante** est :

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times (L - L_t) = 0.1\% \times 0.20 \times (2.75 - 1.85) = 1.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b). Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = -468,196 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\text{soit : } S_h = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_v^{\text{calculée}}$: Section d'armatures verticales calculée

$A_h^{calculée}$: Section d'armatures horizontales calculée

L_t : Longueur de la zone tendue

A_{min}^t : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue

A_{min}^c : Section d'armatures verticales minimales dans la zone comprimée

S_v : Espacement des armatures verticales

S_h : Espacement des armatures horizontales

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.75	0.15×2.75	0.15×2.75	0.15×2.75	0.15×2.75
M(KN.m)	1931.04	94.32	714.52	174.68	402.2
N(KN)	-1578.69	-899.19	-279.20	573.74	90.12
Section	<i>S.P.C</i>	<i>S.E.C</i>	<i>S.P.C</i>	<i>S.E.C</i>	<i>S.P.C</i>
V (KN)	468,196	259,202	195.33	139.07	69.83
τ_v (MPa)	1.32	0.97	0.73	0.52	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	39.47	25.85	17.87	14.34	2.64
A_v^{min} (cm ²)	8.25	6.18	6.18	6.18	6.18
A_v^{adop} (cm ²)	41.59	25.98	18.03	14.92	9.55
N^{bre} /par face	3HA20+ 16HA16	11HA14+ 8HA12	9HA12+ 10HA10	19HA10	19HA8
S_v (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.24	0.68	0.52	0.36	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.34	0.34	0.34	0.34
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_h (cm)	15	15	15	15	15

Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.90	0.15×2.90	0.15×2,90	0.15×2.90	0.15×2.90
M(KN)	1987.80	956.45	-796.56	658.72	216.82
N(KN)	-1246.33	-1236.22	-965.1	-823.24	-524.37

Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C
V (KN)	448.91	275.97	203.79	143.77	72.88
τ (MPa)	1.20	0.98	0.72	0.51	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	33.29	29.92	24.13	20.57	13.43
A_v^{min} (cm ²)	8.7	6.52	6.52	6.52	6.52
A_v^{adop} (cm ²)	35.81	30.16	25.45	21.05	14.89
N^{bre} /par face	5HA20+ 10HA16	15HA16	5HA16+ 10HA14	10HA14+ 5HA12	9HA12+ 6HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.12	0.92	0.68	0.42	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.06
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.2	0.15×2.2	0.15×2.2	0.15×2.2	0.15×2.2
M(KN)	1425.3	1245.3	1150.02	765.3	645.2
N(KN)	-925.5	-725.1	149.98	75.42	69.43
section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
V (KN)	207.93	110.01	99.07	92.4	71.42
τ (MPa)	0.73	0.51	0.47	0.43	0.34
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	28.49	23.87	12.35	8.29	4.33
A_v^{min} (cm ²)	6.6	4.95	4.95	4.95	4.95
A_v^{adop} (cm ²)	28.75	24.50	12.82	8.95	7.54
N^{bre} /par face	12HA16+ 3HA14	3HA16+ 12HA14	3HA12+ 12HA10	5HA10+ 10HA8	15HA8
S _t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.91	0.48	0.43	0.41	0.31
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×3.20	0.15×3.20	0.15×3.20	0.15×3.20	0.15×3.20
M(KN)	2053.3	1145.2	745.2	689.5	89.12
N(KN)	-1532.5	-1025.52	-856.3	-556.3	523.1
section	<i>S.P.C</i>	<i>S.P.C</i>	<i>S.P.C</i>	<i>S.P.C</i>	<i>S.E.C</i>
V (KN)	526.91	320.70	107.7	58.25	45.33
τ (MPa)	1.28	1.04	0.35	0.18	0.15
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	35.71	25.36	21.4	13.09	3.09
A_v^{min} (cm ²)	9.6	7.2	7.2	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm ²)	37.82	25.57	22.18	13.26	8.04
N^{bre} /par face	5HA20+ 11HA16	2HA16+ 14HA14	10HA14+ 6HA12	2HA12+ 14HA10	16HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.59	0.97	0.32	0.17	0.13
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.3.5. Schéma de ferrailage

Pour les schémas de ferrailage, on présente le schéma de ferrailage du voile (V_{y1}) de Niveaux entre sol comme exemple

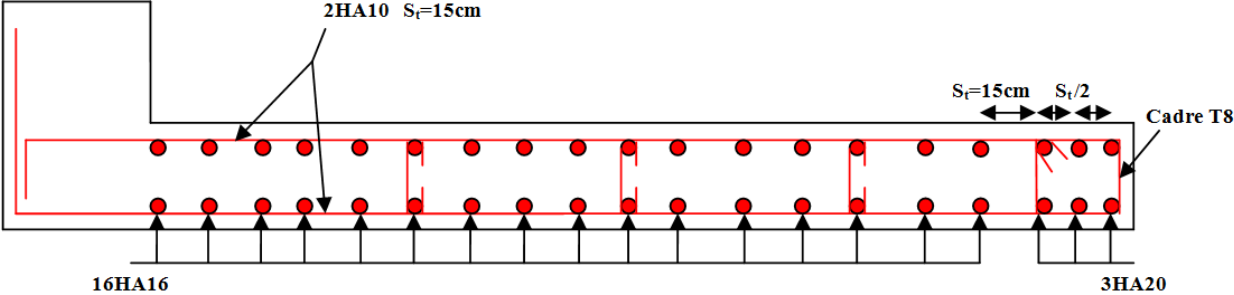


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile (V_{y1})

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
 - L'importance de l'ouvrage.
 - La distance entre axes des poteaux.
 - La profondeur de bon sol.
- ❖ Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est $\bar{\sigma} = 1,2$ bars, à une profondeur de 3,80m.

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. Les vérifications de types de fondations

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} ,$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.4.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit : $N = N_{sup} + N_{inf}$

Avec :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup}: effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

N_{inf} : effort normal transmis par l'avant Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

$$N_{sup} = 1781,23 \text{ KN}$$

$$N_{inf} = 25 \cdot 0,60 \cdot 0,55 \cdot 1,5 + 25 \cdot 0,45 \cdot 1,5 \cdot 1,5 + 1,92 \cdot 1,05 \cdot 18 = 73,97 \text{ KN}$$

$$N = 1855,20 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectue sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_u}{A * B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b * N_u}{a * \bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0,55 \cdot 1855,20}{0,60 \cdot 120}} = 3,76m$$

$$B \geq 3,76m$$

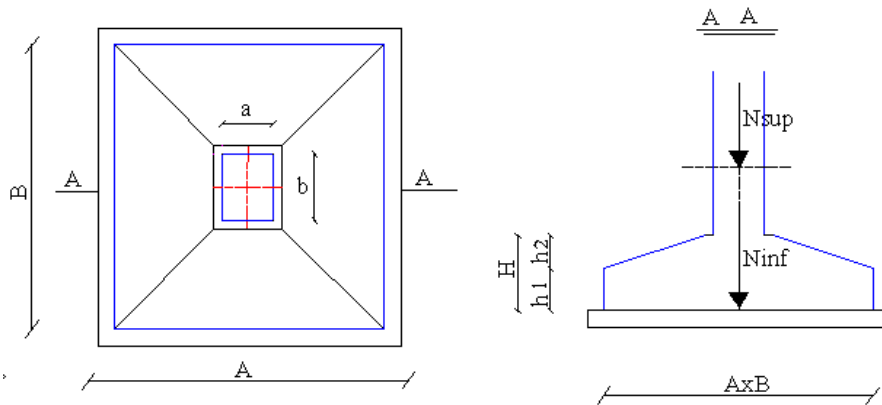


Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée

En tenant compte des distances entre les poteaux dans on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes

En Choissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique, l'effort normal transmis à la semelle est :

➤ Portique N°04 (le plus sollicité)

$$N = N_{\text{sup}} + N_s$$

$$N_1 = 1256,51 \text{ KN} \quad N_2 = 1781,22 \text{ KN} \quad N_3 = 1181,58 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 4218,83 \text{ KN}$$

$$N_s = 18 \cdot 16,51 \cdot 1,05 + 25 \cdot 1,5 \cdot 11,67 \cdot 0,45 = 508,97$$

$$N = 4218,83 + 508,97 = 4727,8 \text{ KN}$$

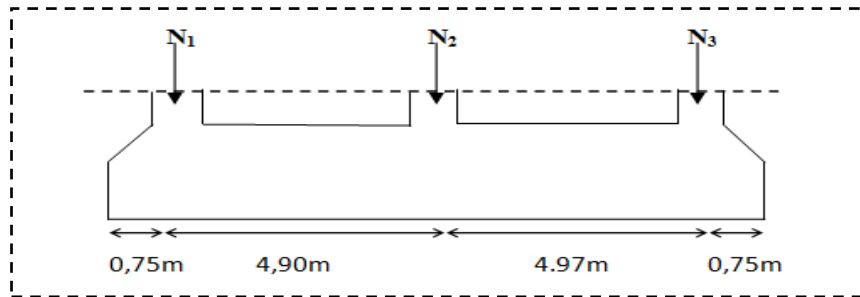


Figure VI.2. Semelle filante

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{4727,8}{11,67 \times 120} = 3,37m$$

On opte pour $B=3,50m$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.4.3. Radier général

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieurs.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4.3.1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max}= 5.00m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47cm$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b * h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

Donc : $h_t \geq 67cm$.

On opte pour $h_t = 70cm$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_r \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S_r : surface du radier.

N : l'effort normal transmis aux fondations.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

❖ **Calcul de l'effort N transmis aux fondations**

Les efforts transmis aux fondations sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.1. Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS

Poids	Volume v (m ³)	γ KN/m ³	$P = v \times \gamma$ KN	comb
A la base du bâtiment	Résultat extré du logiciel Sap 2000		24140.05	ELS
Des avant poteaux	$V_{av} = B \times (H - h_t) \times n$	25	118.8	G
Des terres	$V_t = S_{bat} \times (H - h_r) - (V_n + V_{av})$	18	2741.4	G
Des nervures	$V_N = L_N \times b_N (h_N - h_r)$	25	1223.19	G
Du radier	$V_r = h_r \times S_{bat}$	25	2056.25	G
Total N (KN)	$N = \sum (v \times \gamma) = \mathbf{30279.69 \text{ KN}}$			

V_{av} : Volume des avants poteaux ;

n : Nombre de poteaux. $n = 18$ poteaux ;

V_t : Volume des terres ;

V_N : Volume des nervures ;

V_r : Volume du radier.

$$N = 30279.69 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bar.}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_r \geq \frac{30279.69 \times 10^3}{0.12} = 252.33 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 235 \text{ m}^2 < S_r = 252.33 \text{ m}^2$$

La surface du radier est supérieure à celle du bâtiment ($S_r = 1.07 S_{bat}$).

D'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

❖ Dimensionnement du débord

$$\text{pour } D = 1 \text{ m} \Rightarrow S_r = 281 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ser} = 31244.10 \text{ KN} \Rightarrow \sigma = 0.110 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol}.$$

$$\text{pour } D = 1 \text{ m} \Rightarrow S_r = 281 \text{ m}^2 \Rightarrow N = 33127.3 \text{ KN} \Rightarrow \sigma = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \times 1.5 = 0.225 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée pour $S_r = 281 \text{ m}^2$ donc on opte un débord de 1 m.

VI.4.3.2. Les vérifications

1° Poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec : **F** : coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.80 m

S : surface totale du bâtiment = 281m²

$$\gamma_w = 10KN / m^2 \dots\dots\dots (\text{poids volumique de l'eau})$$

$$P = 1.5 \times 3.80 \times 281 \times 10 = 16017KN < N_{ser} = 31244.10KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2° Vérification au poinçonnement

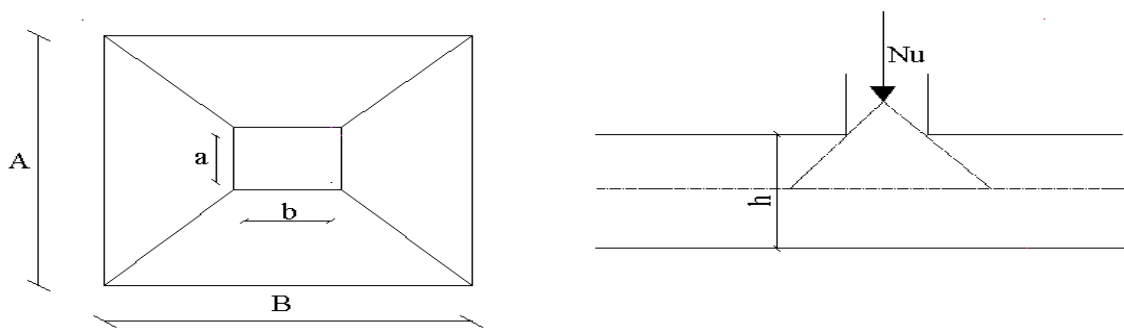


Figure VI.3. Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

$N_u = 2418.6KN$: L'effort normal dans le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Les dimensions du poteau à la base sont : $(a \times b) = 60 \times 55 \text{ cm}^2$.

Donc La condition est vérifiée.

3° Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h_N = 1.25\text{m} \\ B = b + h_N = 1.3\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.1\text{m} \Rightarrow Nu \leq \frac{0.045 \times 5.1 \times 0.7 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 2677.5\text{KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{31244.10 \times 4.70 \times 1}{2 \times 281} = 261.29\text{KN}$$

$$d = 0.9 \cdot h_r = 0.9 \times 0.70 = 0.63\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{261.29}{1 \times 0.63} = 0.41\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}$$

4° Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5486.01\text{m}^4 \text{ et } X_G = 10.88\text{ m.}$$

$$I_y = 14699.51\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 7.03\text{m.}$$

$$M_x = 1650.45\text{KN.m} \text{ et } M_y = 633.62\text{KN.m.}$$

$$N = 24140.05\text{KN.}$$

❖ Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

Avec :

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base.

$$\sigma_1 = \frac{24140.05}{281} + \frac{1650.45 \times 7.03}{5486.01} = 0.117 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{24140.05}{281} - \frac{1650.45 \times 7.03}{5486.01} = 0.113 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.116 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.12 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

❖ Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} X_G$$

$$\sigma_1 = \frac{24140.05}{281} + \frac{633.62 \times 10.88}{14699.51} = 0.115 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{24140.05}{281} - \frac{633.62 \times 10.88}{14699.51} = 0.114 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.115 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.12 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

5° Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA 99**. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots (\text{Art : A.10.1.5})$$

$$\text{sens } x - x : e = \frac{1650.45}{24140.05} = 0.07 \text{m} \leq \frac{16.90}{4} = 4.225 \text{m}$$

$$\text{sens } y - y : e = \frac{633.62}{24140.05} = 0.03 \text{m} \leq \frac{11.67}{4} = 2.917 \text{m}$$

VI.4.3.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité et le ferrailage trouvé sera opté pour tout le radier dont l'intérêt est d'avoir un ferrailage homogène pour faciliter l'exécution sur chantier.

Le panneau est une dalle sur quatre appuis de dimensions :

$L_x=3.70m, L_y=4.60m$

a) Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{total}} = \frac{32681.53}{281} = 116.30KN / m^2$$

Avec :**Nu**: est l'effort ultime.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{3.70}{4.60} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

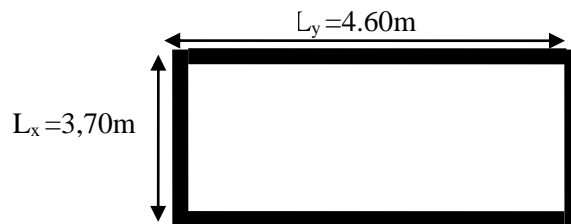


Figure VI.4.Dalle sur quatre appuis

b) Ferrailage

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

b.1. A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0539 \times 116.30 \times 3.70^2 = 85.81KN.m$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.6313 \times 85.81 = 54.17KN.m$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.75M_x = 64.35KNm$$

$$M_t^y = 0.75M_y = 40.62KNm$$

Moment en appuis

$$M_a^x = -0.5M_x = -42.90KNm.$$

$$M_a^y = -0.5M_y = -27.08KNm.$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,35) m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Tableau de ferrailage du radier

Localisation	M _t (KNm)	M _a (KNm)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	64.35	42.90	6,33	4,18	7HA12=7,92	6HA12=6.79
Sens yy	40,62	27.08	3,95	2,62	6HA12=6.79	6HA12=6.79

❖ Vérification de condition de non fragilité

Pour : $h > 12$ cm et $\alpha \geq 0,4$:

En travée

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 7.92 \text{ cm}^2 > 0.0008 \left(\frac{3-0.8}{2} \right) \cdot 100.35 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > 0.0008 \cdot 100.35 = 2.80 \text{ cm}^2.$$

En appui

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > 0.0008 \left(\frac{3-0.8}{2} \right) \cdot 100.35 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > 0.0008 \cdot 100.35 = 2.80 \text{ cm}^2.$$

On constate que les conditions sont vérifiées.

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{116.30 \times 3.70 \times 4.60^4}{2(3.70^4 + 4.60^4)} = 151.67 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p \cdot l_y \cdot l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = \frac{116.30 \times 4.60 \times 3.70^4}{2(3.70^4 + 4.60^4)} = 78.93 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{151.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.50 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

B.2. Vérification à l'ELS

❖ État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ 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.

$$\text{fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

À l'ELS : ($\nu = 0,2$) **BAEL 91 (Art 4.2)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{total}} = \frac{23801.35}{281} = 84.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0607 \times 84.73 \times 3.70^2 = 70.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.7381 \times 70.41 = 51.97 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x = 52.81 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 38.98 \text{ KNm}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = -0.5M_x = -35.20 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = -0.5M_y = -25.98 \text{KNm.}$$

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

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le radier

Localisation		A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	7.92	52.81	74182.51	7.33	5.21	242.08
	yy	6.79	38.98	65297.52	6.86	4.09	207.20
Appui	xx	6.79	35.20	65297.52	6.86	3.69	187.11
	yy	6.79	25.98	65297.52	6.86	2.72	138.10

Les contraintes de l'acier σ_s sont pas vérifiées on doit donc augmenter la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes nouvelles

Localisation		M _{ser} (KNm)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	52.81	6HA16 = 12,06	5.31	193.00
	yy	38.98	6HA14 = 9,24	4.33	183.83
Appui	xx	35.20	6HA12 = 6,79	3.89	197.04
	yy	25.98	6HA12 = 6,79	2.87	145.43

b.3. Espacement des armatures

$$\text{Armatures // } L_x: S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(4h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

b.4. Schéma de ferrailage du radier

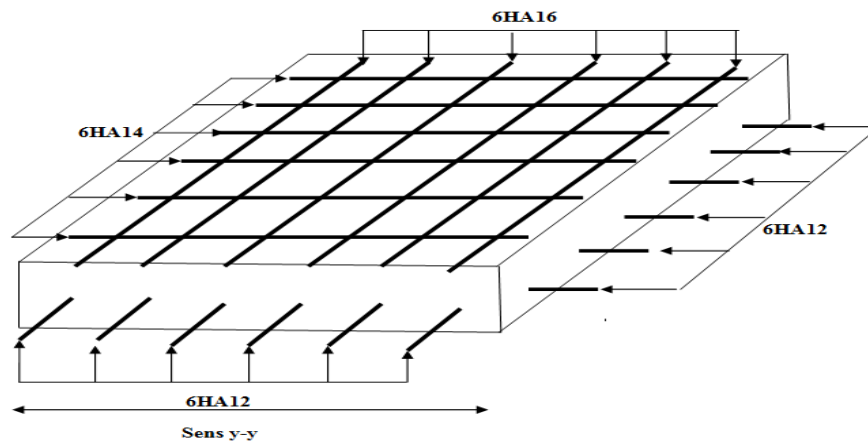


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.3.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 100cm de largeur

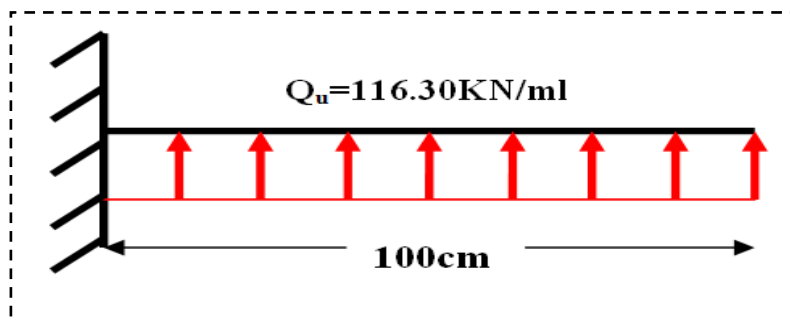


Figure VI.6. Schéma statique du débord

$$M_u = Q_u \frac{L^2}{2} = 116.30 \cdot \frac{1^2}{2} = 58.15 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Sections d'armatures du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min}	A _{adoptée}	choix par (m)	St (cm)	Ar (cm ² /m)	A _r adoptée
58.15	5.71	3.02	6.79	6HA12	16	2.26	4HA10=3.14

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = Q_u \times L = 116.30 \times 1 = 116.30 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{116.30}{1 \times 0.3} = 0.387 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ Schéma de ferrailage

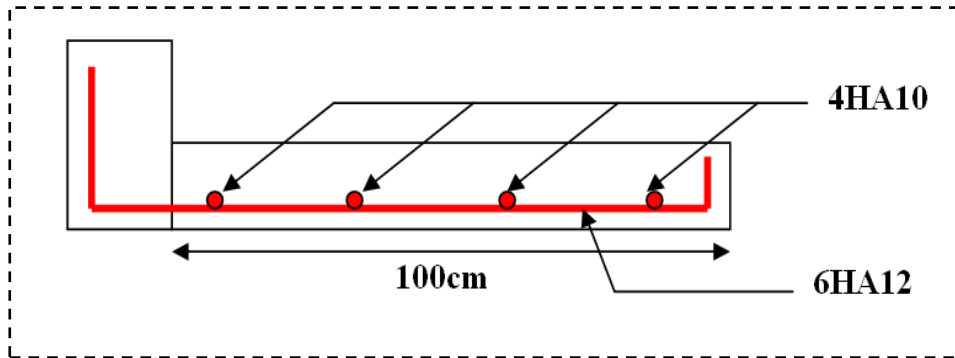


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord

VI.4.3.5. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

a. Distribution des charges

Les charges trapézoïdales

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Les charges triangulaires

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

➤ Sens yy

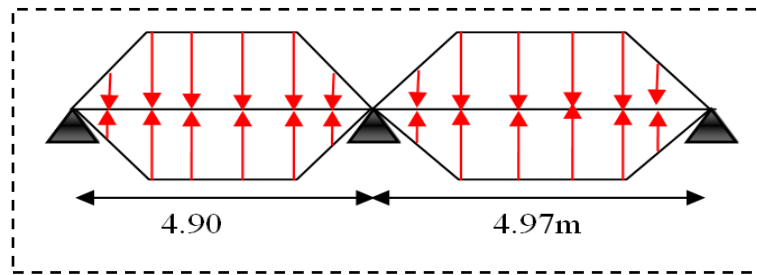


Figure VI.8. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y

➤ **Sens xx**

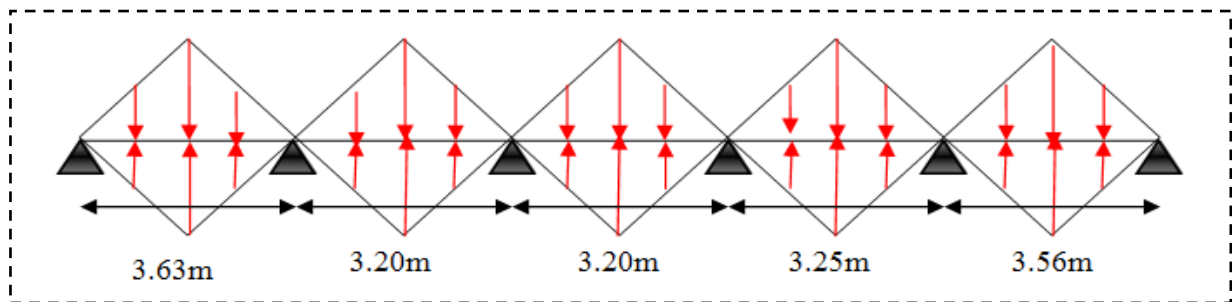


Figure VI.9. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

❖ **Calcul des charges**

Exemple de calcul (travée 4.97m)

Les charges trapézoïdales

$$p_m^u = \frac{116.30}{2} \left[\left(1 - \frac{0.65^2}{3} \right) \times 3.25 + \left(1 - \frac{0.71^2}{3} \right) \times 3.56 \right] = 334.46 \text{ KN / m}$$

$$p_m^s = \frac{84.73}{2} \left[\left(1 - \frac{0.65^2}{3} \right) \times 3.25 + \left(1 - \frac{0.71^2}{3} \right) \times 3.56 \right] = 243.67 \text{ KN / m}$$

$$p_v = \frac{116.30}{2} \left[\left(1 - \frac{0.65}{2} \right) \times 3.25 + \left(1 - \frac{0.71}{2} \right) \times 3.56 \right] = 260.78 \text{ KN / m}$$

• **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode Caquot.

Sens longitudinal (Y-Y)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Travée	ELU			ELS	
	Ma KN.m	Mt KN.m	Vmax KN	Ma KN.m	Mt KN.m
L=4.90 m	960.82	585.28	1024.41	699.82	426.40
L=4.97 m	960,82	608.23	637.85	699.82	443.13

Sens transversal (X-X)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (La travée la plus sollicitée)

Travée	ELU			ELS	
	Ma KN.m	Mt KN.m	Vmax KN	Ma KN.m	Mt KN.m
L=3.63 m	241.23	214.19	423.01	175.74	156.05

b. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres continues et de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple.

$h=0.70$ m

$h_0=0.35$ m

$b_0=0.50$ m

$d=0.63$ m

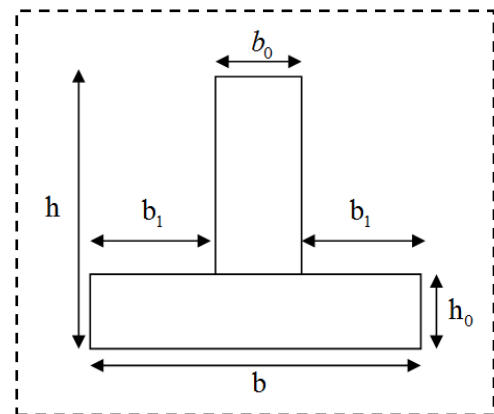


Figure VI.10.Section à ferrailé

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{4.67-0.50}{10}, \frac{2.95-0.50}{2}\right)$$

$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.41; 1.22) \Rightarrow b_1 \leq 0.41$ m. soit $b_1 = 40$ cm

$b = 2 * 40 + 50 = 130$ cm.

Sens longitudinal (Y-Y)

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 * 0.35 * 1.3 * \left(0.63 - \frac{0.35}{2}\right) = 2.94MN.m$$

En travée

$M_u = 0.60823MN.m < M_{tu} = 2.94MN.m \Rightarrow$ la section sera calculée comme une section rectangulaire ($1.3*0.70$) m².

$M_u=608.23KN.m \Rightarrow A_s=28.08m^2$ (A : section des armatures longitudinales).

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 9.89cm^2$$

$$A_{min} < A_s \rightarrow \text{On ferraille avec } A_s=28.08cm^2 \Rightarrow \text{soit : } 10HA20=31.42cm^2$$

A_t est calculée comme suite :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm; 15\phi_{min}) = 21cm. \text{ on adopte: } S_t = 20cm$$

$$A_t = \frac{\tau_u \times b \times S_t \times \gamma_b}{0.9 \times f_e} = 13.54cm^2 ; \text{ on prend } A_t=9HA14=13.85cm^2$$

En appuis

$M_u = 0.960MN.m < M_{tu} = 2.94MN.m \Rightarrow$ la section sera calculée comme une section rectangulaire ($1.3*0.70$) m².

$M_u=960.82KN.m \Rightarrow A_s=53.68 cm^2$ (A : section des armatures longitudinales).

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 9.89cm^2$$

$$A_{min} < A_s \rightarrow \text{on ferraille avec } A_s=53.68cm^2 \Rightarrow \text{soit : } 5HA25+10HA20=55.96cm^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures dans le sens transversal

Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
Travée	214.19	9.61	9.89	5HA16=10.05	15
Appui	241.23	10.85	9.89	6HA16=12.06	15

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Localisation	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
xx	Intermédiaire	423.01	0.52	Vérifiée
	Rive	290.10	0.35	Vérifiée
yy	Intermédiaire	1024.41	1.25	Vérifiée
	Rive	637.85	0.78	Vérifiée

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **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.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.}$$

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

Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures

	Travée				appui			
sens	Mt (KNm)	A _t (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Ma (KNm)	A _a (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	214.19	10.78	3.4	236.7	241.23	12.32	3.62	234.2
y-y	608.2	31.42	6.3	239.6	960.82	55.96	15.8	231.4

Sens x-x

On remarque que les contraintes d'acier (σ_s) au niveau des travées et des appuis sont pas vérifiées.

- Donc on doit augmenter la section d'acier au niveau des travées et des appuis.

Sens y-y

On remarque que les contraintes d'acier (σ_s) au niveau de la travée n'est pas vérifiée, et au niveau des appuis les deux contraintes ne sont pas vérifiées.

- Donc on doit augmenter les sections de béton, et en augmente la section d'acier au niveau des travées.

Les résultats après augmentation de la section de béton à

Dans le sens x-x (b*h) = (65*90)

Dans le sens y-y (b*h) = (70*90)

Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures

	Travée				appui			
sens	Mt (KNm)	A _t (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Ma (KNm)	A _a (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	214.19	9.90	3.46	199.2	241.23	10.84	2.51	201.3
y-y	608.2	31.22	6.03	187.3	960.82	45.33	5.61	201.4

Tableau VI.11. Redimensionnement du Ferrailage des nervures

Sens	Travée		appui	
	M _t (KN.m)	A _t adoptée (cm ²)	M _a (KN.m)	A _a adoptée (cm ²)
x-x	214.19	5HA16=10.05	241.23	10HA12=11.31
y-y	608.2	5HA20+10HA16=34.60	960.82	15HA20=47.12

❖ Schémas de ferrailage des nervures

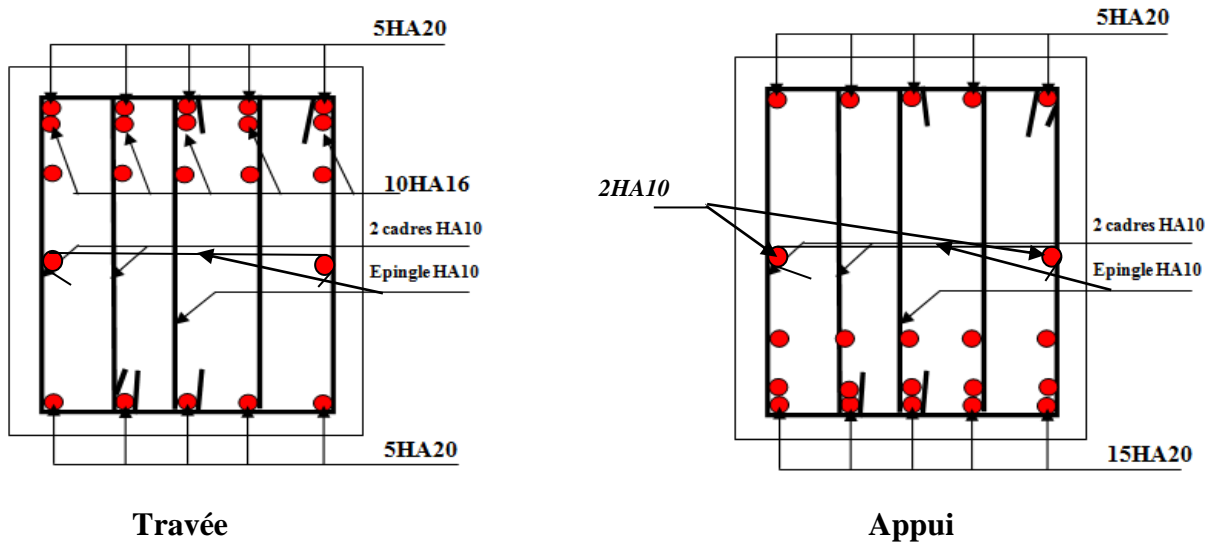


Figure VI.2. Ferrailage des nervures dans le sens y-y

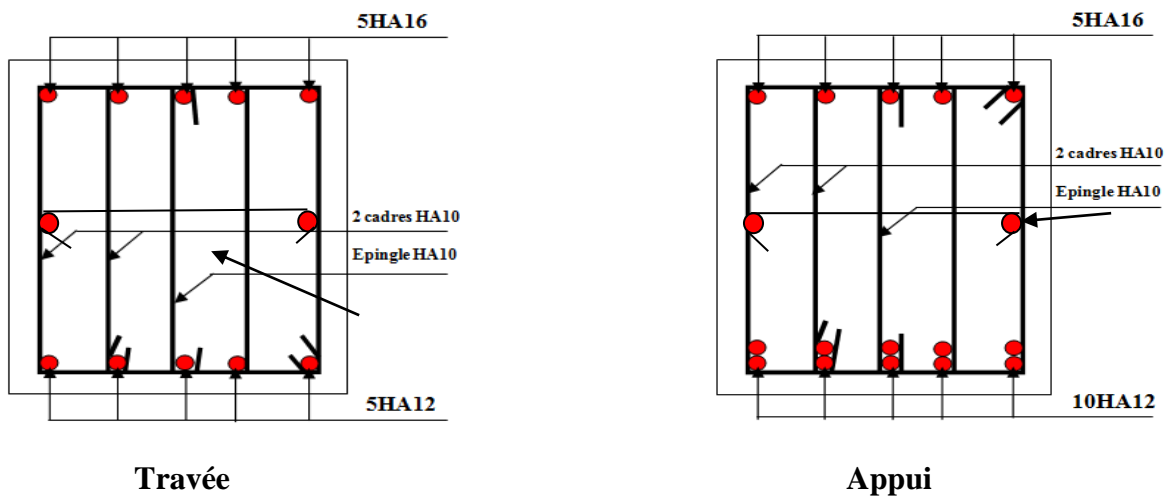


Figure VI.2. Ferrailage des nervures dans le sens x-x

Conclusion

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel;
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté;
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

Bibliographie

- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ❖ Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{er} année master.
- ❖ Enciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ❖ **SAP 2000 V14**
- ❖ **Auto CAD 2014**
- ❖ **SOCOTEC**

Annexe

Annexe I

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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

Annexe II

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

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

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 III

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine		Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)							
					BK x TK x HK	BT x HT			BS x TS	HSG						
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140						
									Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
									ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160						
									ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
									ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	140	140						
									Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	140	140
									ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	140	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	155	160						
									ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	155	160
									ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	155	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140						
									Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
									ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160						
									ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
									ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220							
								TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
								TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160						
									ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
									ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160						
									ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
									ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220							
								TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
								TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160						
									ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
									ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160						
									ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
									ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220							
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220							
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	400							
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	400	
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	400	

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous cote sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. Figure 1 en italique les valeurs de l'annexe de documentation P 82-208.
 (1) Entraînement 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron 5 (vitesse continue de vitesse), ACVF = variation continue de fréquence.
 Dy MV = Dynatron à variation continue de vitesse. (3) La puissance est calculée suivant la norme C 15-100 et C 15-105.
 TD 2 = Transdroid (entraînement de traction sans treuil).

Annexe

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
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			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuvette	local des machines		
					In	Id	In	Id		FC	DM	PM	
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	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	67	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		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			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530		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			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbolisé par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés
 autorisation d'emploi n° 0011. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général.
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Annexe IV

Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
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

