



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

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+DUPLIX) A USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE. (VOILES-PORTIQUES)

Présenté par

MR. KASSOURI IDIR

MR. BOULAOUAD BILLAL

A SOUTENIR LE : 24- 09 - 2012 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

MME. CHIKH AMER

MR. KHEFFACHE

Encadré par :

MR. BOURUBA

Remerciement

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

Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Mr A.BOUROUBA pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

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

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation

Nous remercions tous nos amis (es) qui nous ont beaucoup aidé à la réussite de ce travail ; cher Aziz, Dalyamine, Halim l'émigré, Tatou, Dalounas et notre promotion de Génie Civil 2012.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

A la mémoire de mon très cher père.

A ma très chère mère.

A mon cher frère (Ghilas).

A mes chères sœurs Louiza et Lynda (son mari et son fils Aksil)

A ma grande mère.

*A toute ma famille sans exception (Nounou, Mellissa, Barhouche,
Kenza)*

A tous mes oncles

A mon binôme Billal et toute sa famille.

*A mes meilleurs amis (Ghilas Tit, Mourad(H), Rahim, Ayache,
Hassene(H), Rabiea, Slimane(M), Halim, Maziane(L), Mohand,
Bachir, Koceila, Gahlouche, Massi, Issam, Foufouh, Billal, Cousin,
Djaou, Fatima, et surtout la chambre F01...)*

A tous ceux qui me sont chers.

K-Idir

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

A mes très chers parents.

A mes chères sœurs (Rima, Farah)

A mes chers frères (Youba, Mirou et mon petit adoré Youcef).

A mes grands-parents (Said et Ftima).

A mes cousins sans oublié ma grande famille.

A mon binôme Idir et toute sa famille.

A mes amis.

A tous ceux qui me sont chers.

B-Billal

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	13
1 CHAPITRE	
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	14
INTRODUCTION	14
1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	14
1.2 LOCALISATION DU PROJET	14
1.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	14
1.4 DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	15
2 CHAPITRE 2	
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	16
INTRODUCTION	16
2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	16
2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	23
2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	26
2.4 DESCENTE DE CHARGE	30
2.5 VERIFICATION POUR LE POTEAU	35
CONCLUSION	38
3 CHAPITRE 3	
ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	39
INTRODUCTION	39
3.1 ETUDE DES PLANCHERS	39
3.2 ETUDE DE L'ACROTERE	62
3.3 ETUDE DE L'ASCENSEUR :	69
3.4 ETUDE DES DALLES PLEINES :	79
3.5 CALCUL DES BALCONS :	84
3.6 ETUDE DES ESCALIERS	88
4 CHAPITRE 4	
ETUDE DYNAMIQUE.....	100
INTRODUCTION	100
4.1 METHODE DE CALCUL :	100
4.2 VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA99/VERSION2003	113
4.3 CALCUL DES DEPLACEMENTS	113
CONCLUSION	116
5 CHAPITRE5	
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	117

INTRODUCTION	117
5.1 ETUDE DES POTEAUX	117
5.2 ETUDE DES POUTRES :.....	127
5.3 ETUDE DES VOILES :	136
CONCLUSION	143
6 CHAPITRE 6	
ETUDES DES FONDATIONS	144
INTRODUCTION	144
6.1 CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS	144
6.2 COMBINAISONS D’ACTIONS A CONSIDERER	144
6.3 ETUDE DES FONDATIONS	145
6.4 FERRAILLAGE DU DEBORD:.....	155
6.5 CALCUL DES NERVURES.....	156
CONCLUSION	161
CONCLUSION GENERALE	163
BIBLIOGRAPHIE.....	165

TABLE DES FIGURES

Figure 2-1 plancher à corps creux.....	17
Figure 2-3 Sens de disposition des poutrelles dans les niveaux 1 à 6.....	18
Figure 2-2 schéma d'une poutrelle.....	18
Figure 2-4 Schémas de l'acrotère.....	20
Figure 2-5 Schéma d'escalier d'étage courant.	21
Figure 2-6 Schéma de l'escalier d'étage courant.....	22
Figure 2-7 Vue en plan d'un voile.	25
Figure 2-8 Hauteur libre d'étage.....	26
Figure 2-9 détermination du poteau le plus sollicité.....	30
Figure 2-10 La surface afférente.....	31
Figure 2-11 schéma de la descente de charge.....	31
Figure 3-1 Schéma d'une poutre.....	41
Figure 3-2 Evaluation des efforts tranchants.....	42
Figure 3-3 Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant.....	45
Figure 3-4 Schéma de la poutrelle de Type 4.....	48
Figure 3-5 Le schéma de ferrailage des poutrelles des différents étages.....	61
Figure 3-6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure 3-7 Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b).....	62
Figure 3-8 schéma statique de l'acrotère.....	63
Figure 3-9 Schéma de la section à ferrailer.....	65
Figure 3-10 Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible).....	67
Figure 3-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse accessible).....	69
Figure 3-12 Cage d'ascenseur.....	70
Figure 3-13 Schéma représentant la surface d'impact.....	74
Figure 3-14 Schéma de ferrailage de la dalle.....	79
Figure 3-15 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	79
Figure 3-16 Schéma de la dalle.....	79
Figure 3-17 Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	84
Figure 3-18 type de balcon sur 3 appuis.....	84
Figure 3-19 schéma de ferrailage de dalle a 3appuis.....	88

Figure 3-20 : Schéma statique de l'escalier.....	89
Figure 3-21 schéma de ferrailage d'escalier.....	92
Figure 3-22 Schéma de ferrailage de palier intermédiaire.....	95
Figure 3-23 la poutre palière.....	95
Figure 3-24 Section creuse équivalente	97
Figure 3-25 Schéma ferrailage de la poutre palière	99
Figure 4-1 mode 1 (T1=1.29845)	106
Figure 4-2 Mode 2 (T2=1.16116)	107
Figure 4-3 Mode 3 (T3=0.99883)	107
Figure 4-4 Disposition des voiles.....	108
Figure 4-5 Mode 1 avec (T=0.89821).....	110
Figure 4-6 Mode avec (T=0.75837).....	110
Figure 4-7 Mode 3 avec (T=0.59294).....	111
Figure 4-8 Joint sismique	115
Figure 5-1 <i>Section d'un poteau</i>	123
Figure 5-2 Schéma de ferrailage des poteaux de RDC.....	126
Figure 5-3 Schéma de ferrailage des poteaux 1 ^e et 2 ^e étage.....	126
Figure 5-4 Schéma de ferrailage des poteaux 5 ^e et 6 ^e étage.....	126
Figure 5-5 Schéma de ferrailage des poteaux 3 ^e et 4 ^e étage.....	126
Figure 5-6 Schéma de ferrailage des poteaux 9 ^e et 10 ^e étage.....	126
Figure 5-7 Schéma de ferrailage des poteaux 7 ^e et 8 ^e étage.....	126
Figure 5-8 Schéma de ferrailage des poteaux 11 ^e étage.....	127
Figure 5-9 Schéma de la Zone nodale.....	131
Figure 5-10 Poutres principales de RDC et étages courants.....	134
Figure 5-11 Poutres secondaires de RDC et étages courants.....	134
Figure 5-12 Poutres principales de la terrasse.....	135
Figure 5-13 Poutres secondaires de la terrasse.....	135
Figure 5-14 Schéma de disposition des voiles.....	137
Figure 5-15 Schéma de ferrailage du voile V _{X1} (RDC).....	143
Figure 6-1 Semelle isolée	145
Figure 6-2 Semelle filante	146
Figure 6-3 Zone de contact poteau radier	149
Figure 6-4 Schéma de ferrailage du radier	155
Figure 6-5 Répartition des contraintes sur le débord	155
Figure 6-6 Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	157
Figure 6-7.Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	158
Figure 6-8 Section à ferrailer	159
Figure 6-9 Ferrailage des nervures de fondation.....	161

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.....	26
Tableau 2-2 Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible.....	27
Tableau 2-3 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.	27
Tableau 2-4 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	28
Tableau 2-5 Evaluation des charges dans les balcons	28
Tableau 2-6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.	29
Tableau 2-7 Evaluation des charges sur les escaliers.....	29
Tableau 2-8 Evaluation des charges sur les acrotères.....	29
Tableau 2-9 La descente de charge du poteau le plus sollicité.....	34
Tableau 2-10 Vérification des poteaux à la compression simple.	35
Tableau 2-11 Vérification au flambement des poteaux	37
Tableau 2-12 vérification à l'effort normal réduit	38
Tableau 3-1 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	44
Tableau 3-2 Sollicitations à l'ELU du plancher à usage d'habitation type 3.....	47
Tableau 3-3 Sollicitations à l'ELS du plancher à usage d'habitation type 3	47
Tableau 3-4 Sollicitations à l'ELU du plancher terrasse inaccessible type 4	49
Tableau 3-5 Sollicitations à l'ELS du plancher terrasse inaccessible type 4.....	49
Tableau 3-6 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).....	49
Tableau 3-7 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).....	50
Tableau 3-8 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).....	50
Tableau 3-9 Les sollicitations maximales des poutrelles	51
Tableau 3-10 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	59
Tableau 3-11 Vérification des états limite de compression du béton.	59
Tableau 3-12 Vérification des états limite de déformation	60
Tableau 3-13 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	63
Tableau 3-14 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.....	68
Tableau 3-15 Résultats des calculs des sections d'armatures.....	69

Tableau 3-16 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	72
Tableau 3-17 résultats des calculs des moments et des sections adoptées	76
Tableau 3-18 Résultat des calculs.....	78
Tableau 3-19 ferrailage des dalles	81
Tableau 3-20 Ferrailage du balcon	85
Tableau 3-21 Sollicitation à l'E.L.U escalier type 1	89
Tableau 3-22 ferrailage d'escalier type 1	90
Tableau 3-23 Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 1	91
Tableau 3-24 ferrailage du palier intermédiaire.....	93
Tableau 3-25 Les sollicitations de la poutre palière.....	96
Tableau 3-26 ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	96
Tableau 4-1 Valeurs des pénalités P_q	101
Tableau 4-2 Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2).....	103
Tableau 4-3 Les valeurs du coefficient C_T	103
Tableau 4-4 le spectre de réponse.....	105
Tableau 4-5. Résumé des résultats de calcul.....	106
Tableau 4-6 Résumé des résultats de calcul.....	109
Tableau 4-7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.	112
Tableau 4-8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	112
Tableau 4-9 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	113
Tableau 4-10 Vérification des déplacements	114
Tableau 4-11. Vérification à L'effet $P-\Delta$	116
Tableau 5-1 Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	118
Tableau 5-2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	120
Tableau 5-3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	120
Tableau 5-4 Justification de l'effort normal ultime.....	122
Tableau 5-5 Vérification des contraintes dans le béton.....	123
Tableau 5-6 Vérification des contraintes tangentielles.....	124
Tableau 5-7 vérification à l'effort normal réduit	125
Tableau 5-8 Ferrailage des poteaux de RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	125
Tableau 5-9 Les armatures longitudinales dans les poutres.	128
Tableau 5-10. Vérification des contraintes tangentielles.....	130
Tableau 5-11 Vérification au cisaillement.....	130
Tableau 5-12 Moments résistants dans les poteaux.	131
Tableau 5-13. Moments résistants dans les poutres.....	132
Tableau 5-14. Vérification des zones nodales.....	132
Tableau 5-15 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	133
Tableau 5-16 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{x1}	139

Tableau 5-17 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{x2}	140
Tableau 5-18 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y1}	140
Tableau 5-19 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y2}	141
Tableau 5-20 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y3}	142
Tableau 5-21 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y4}	142
Tableau 5-22 ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur V_1, V_2 et V_3	143
Tableau 6-1 Résumé des résultats de ferrailage de radier	153
Tableau 6-2 vérification des contraintes de radier	154
Tableau 6-3 vérification des contraintes de radier.	155
Tableau 6-4 Résumé des résultats.....	156
Tableau 6-5 Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens $(x-x')$	158
Tableau 6-6 Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens $(y-y')$	158
Tableau 6-7 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	159
Tableau 6-8 Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	160
Tableau 6-9 Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	160

NOTATIONS

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

B_r : Section réduite.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

Q : Charge variable.

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

R : coefficient de comportement global.

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.

fe : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+9+duplex), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

1 CHAPITRE

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION

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

1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 95 logements collectif en R+9+duplex à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de Bejaia (TALAOUADA), cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 (règlement parasismique algérien 99 version 2003).

1.2 Localisation du projet

L'ouvrage est situé à environ 3Kms au Nord-Ouest de chef-lieu de wilaya au lieu-dit TALA OUADA

1.3 Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

- La longueur totale : $L=18.93m$.
- la largeur totale : $I =13.10m$
- la hauteur totale : $H = 35.70m$
- la hauteur de R.D.C : $H_{RDC}= 3.91m$
- la hauteur d'étage courant : $H_{EC}= 2.89m$

1.4 Définition des éléments de l'ouvrage

1.4.1 Ossature

En se référant au RPA 99/2003, que pour toutes les structures dépassant 14m en zone IIa, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

1.4.2 Les planchers

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux et les balcons, la dalle de l'ascenseur, paliers d'escalier et les séchoirs seront réalisés en dalle pleine.

1.4.3 La maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm ;
- Les murs intérieurs : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

1.4.4 La terrasse

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Terrasse accessible ;
- Terrasse inaccessible.

1.4.5 L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps ;
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

1.4.6 L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux ;
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

2 CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

INTRODUCTION

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient prédimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

2.1 Prédimensionnement des Eléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

2.1.1 Les planchers à corps creux

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments

porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure, les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies, les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche, (Selon CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression.

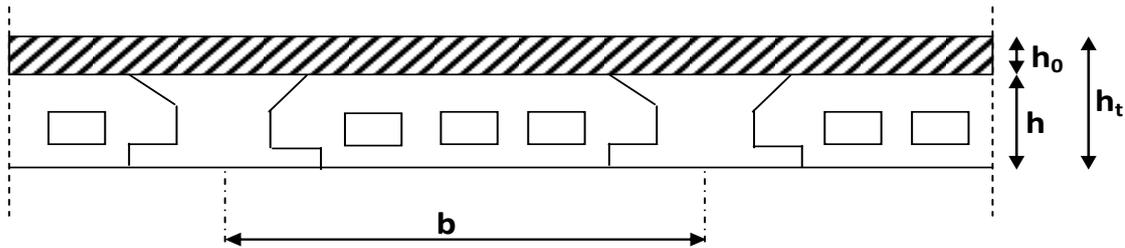


Figure 2-1 plancher à corps creux

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur du corps creux.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + corps creux)

b : distance entre axes des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93).}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'une poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre projet : $L_{\max} = 435 - 30 = 405 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 19.2 \text{ cm}$

Donc on opte :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

2.1.2 Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;

- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

N.B: La cage d'ascenseur N°2 indiquée sur les plans ne sera pas prise en considération dans nos calculs vu qu'elle sert un autre bâtiment.

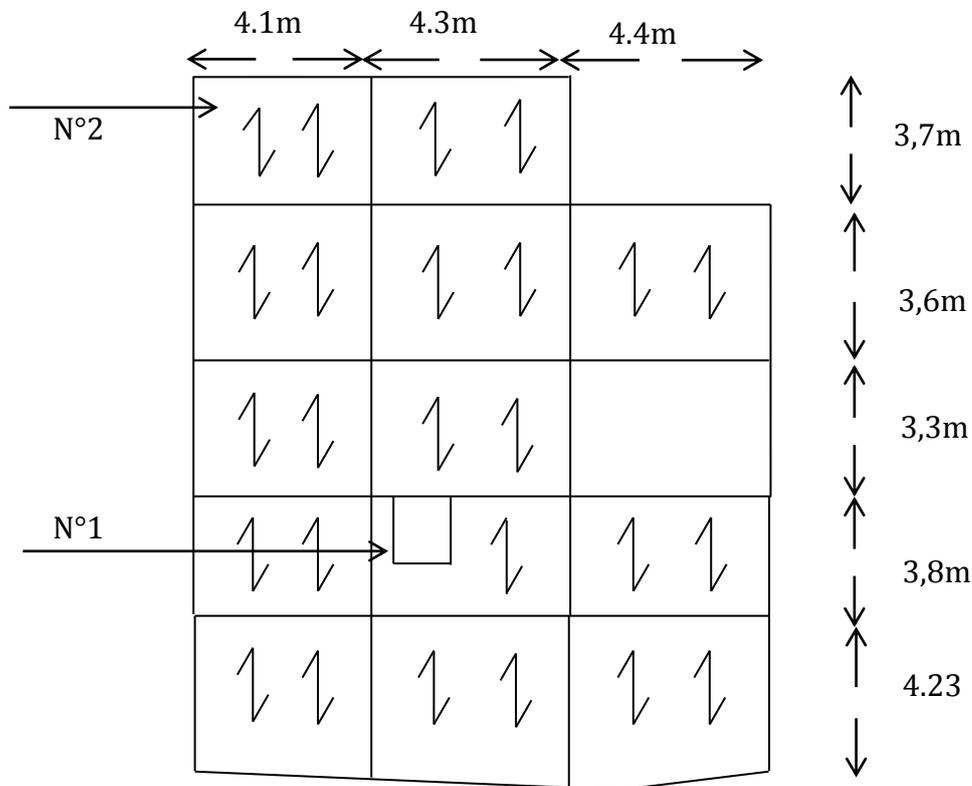


Figure 2-3 Sens de disposition des poutrelles dans les niveaux 1 à 6.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)$$

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

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

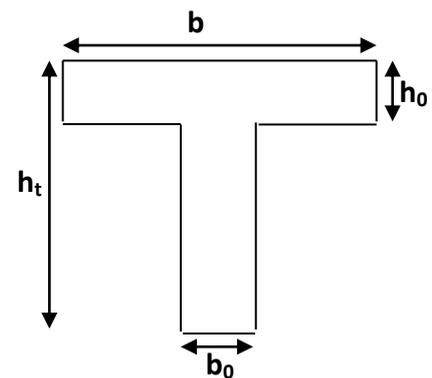


Figure 2-2 schéma d'une poutrelle

Avec :

L_x : l'entre axe de deux poutrelles successives ($l_x = 55 \text{ cm.}$)

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 300\text{cm.}$)

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{300}{10} \right]$$

On adopte: $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **b = 65 cm.**

2.1.3 Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ;
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : **e = 12 cm.**

b. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

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

➤ Dans notre cas on a 2 types de dalles :

- Les dalles qui reposent sur 4 appuis qui ont une portée égale à :

$$L_x = 3.30 \text{ m} = 330 \text{ cm.}$$

On aura donc :

$$\frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40}$$

Soit : $6.6 \text{ cm} \leq e \leq 8.25 \text{ cm}$ donc : On prend **e = 8 cm.**

- Les dalles qui reposent sur 3 appuis qui ont une portée égale à :

$$L_x = 4.23 \text{ m} = 423 \text{ cm.}$$

On aura donc :

$$\frac{423}{50} \leq e \leq \frac{423}{40}$$

Soit : $8.46 \text{ cm} \leq e \leq 10.57 \text{ cm}$ donc : On prend **e = 10 cm.**

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 12 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

2.1.4 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

- Pour la terrasse accessible on prend $H=110\text{cm}$;
- Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$.

Il est assimilé à une console encastrée 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 .

Surface des acrotères sont :

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735 \text{ m}^2$$

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 \text{ m}^2$$

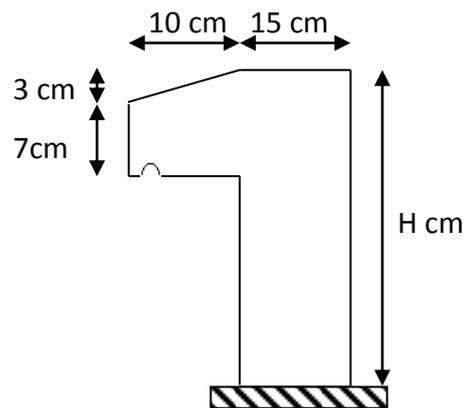


Figure 2-4 Schémas de l'acrotère

Volume des acrotères par mètre linéaire :

$$V_{acce} = S_{acce} \times 1 = 0.1735 \text{ m}^3$$

$$V_{inacce} = S_{inacce} \times 1 = 0.0985 \text{ m}^3$$

Poids propre des acrotères

$$G_{acce} = \delta \times V_{acce} = 25 \times 0.1735 = 4.33 \text{ KN/ml}$$

$$G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.0985 = 2.46 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2 cm d'épaisseur

$$\text{- Terrasse accessible} \quad G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44 \text{ KN}$$

$$\text{- Terrasse inaccessible} \quad G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$$

Le poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1.5cm d'épaisseur

- Terrasse accessible $G_{cext}=20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 \text{KN}$
- Terrasse inaccessible $G_{cext}=20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{KN}$

Le poids propre total des acrotères

- Terrasse accessible $G_{tacc}=G_{acce}+G_{cint}+G_{cext}=5.1 \text{KN/ml}$
- Terrasse inaccessible $G_{tinac}=G_{inacce}+G_{cint}+G_{cext}=2.88 \text{KN/ml}$.

2.1.5 Les escaliers

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

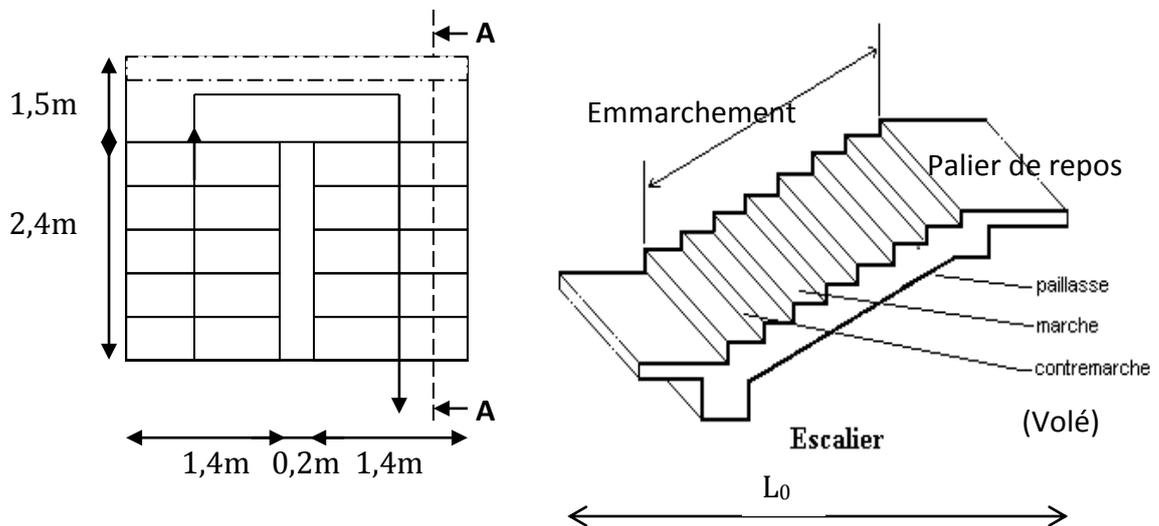


Figure 2-5 Schéma d'escalier d'étage courant.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- H_0 : demi-hauteur d'étage.
- L_0 : longueur totale d'escalier.
- g : le giron (la distance d'une marche).
- h : hauteur de la contre marche.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \text{m} \dots \dots \dots (1)$$

Or :

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{ Nombre de contre marches.} \\ n-1 : \text{ Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H}{n}$$

2.1.5.1 Pour un escalier à deux volés :

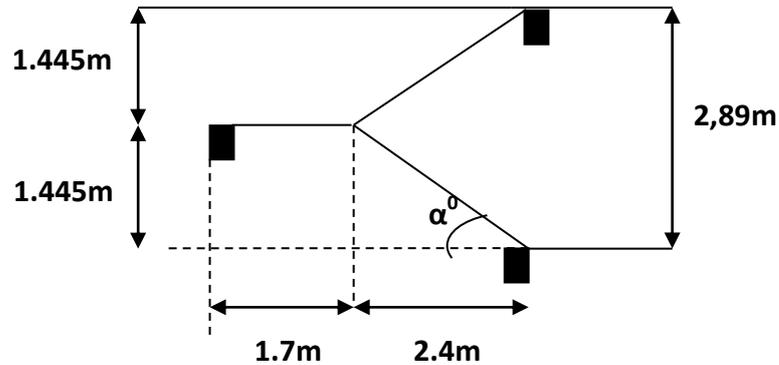


Figure 2-6 Schéma de l'escalier d'étage courant

$$H = 1.445\text{m} \quad \text{et} \quad L = 2.40\text{m}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.445 + 2.40) n + 2 \times 1.445 = 0$$

$$\Rightarrow n=9$$

Donc : le nombre de contre marche ($n = 9$)

Nombre de marche ($n-1$)=8

$$\text{Or : } h = \frac{H}{n} \rightarrow h=16\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \rightarrow g=30\text{cm}$$

2.1.5.2 Epaisseur de la paille

L'épaisseur de la paille e est donnée par :

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

$$L^2 = 2.4^2 + 1.445^2 \Rightarrow L= 2.80\text{m}$$

$$L = 2.8 + 1.7 \Rightarrow L = 4.5\text{m}$$

$$\frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20}$$

$$15 \leq e \leq 22.5\text{cm}$$

On adopte alors épaisseur du paille $e=16\text{cm}$

2.2 Prédimensionnement des éléments principaux

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

2.2.1 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

2.2.1.1 Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

Avec :

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_{\max} = 4.10$

$$\frac{410}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 41\text{cm}$$

Soit : $h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$

- Vérifications

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ H / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40\ cm}$$

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

2.2.1.2 Les poutres secondaires [P.S]

Ce sont les poutres parallèle aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93

La hauteur des poutres secondaire est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$

L: Portée libre maximale entre nus d'appui de la poutre secondaire.

D'où

$$L = 393\text{cm} \Rightarrow 26.2 \leq h_{ps} \leq 39.3$$

Soit : **b=30cm** et **h=35cm**

- Vérifications

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

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

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(3) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\ \text{cm} > 20\ \text{cm} \\ h = 35\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right.$$

Ces conditions sont vérifiées ;

Donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 35\ cm}$$

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

2.2.1.3 Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur (e) minimale du voile $e_{\min}=15\text{cm}$.

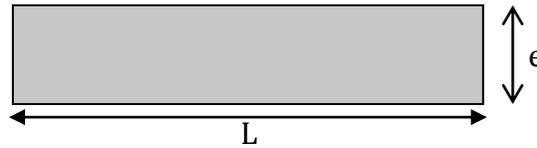


Figure 2-7 Vue en plan d'un voile.

On a :

$$e \geq \max(a_{\min} ; \frac{h_e}{22})$$

$$h_e = 2,69 \text{ m} \quad \text{Pour étage courant.}$$

$$h_e = 3,71 \text{ m} \quad \text{Pour R.D.C.}$$

D'où :

$$e \geq \frac{371}{22} = 16,86 \text{ cm. RDC}$$

$$e \geq \frac{269}{22} = 12,23 \text{ cm. (Étages courants)}$$

Soit : **e= 15cm** pour les premier jusqu'au 11ème étages

Et aussi : **e=20cm** pour le RDC.

- Vérification :

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

$$L_{\min} \geq 4e . \text{ D'où } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

2.2.1.4 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

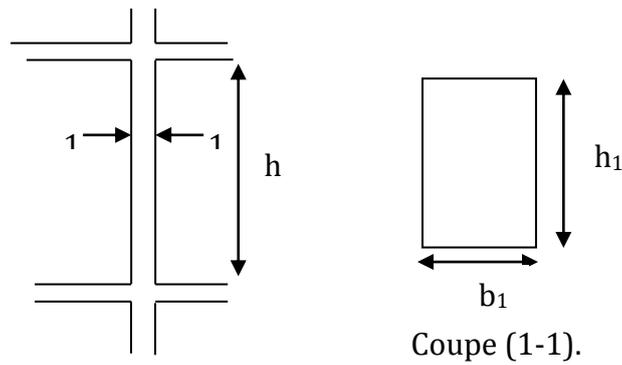


Figure 2-8 Hauteur libre d'étage

On prend les sections des poteaux :

- R.D.C ; poteaux (50,50) cm² ;
- 1^{er}, 2^{ème} étage: poteaux (45, 50) cm² ;
- 3^{ème}, 4^{ème} étage : poteaux (45,45) cm² ;
- 5^{ème}, 6^{ème} étage ; poteaux (40,45) cm² ;
- 7^{ème}, 8^{ème} étage ; poteaux (40,40) cm² ;
- 9^{ème}, 10^{ème} étage ; poteaux (35,40) cm² ;
- 11^{ème} étage ; poteaux(30,35) cm².

2.3 Evaluation des charges et surcharges

2.3.1 Les planchers

a) Plancher terrasse

- Terrasse accessible :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	0.065	1.5
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à Corps creux	0.200	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Tableau 2-1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

- La charge permanente totale qu'on obtient est : $G_{terr} = 5.47 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à : $Q_{terr} = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- **Terrasses inaccessible**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.200	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43

Tableau 2-2 Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

- La charge permanente totale est estimée à : $G_{terr\ inacc} = 5.56 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation est due au personnel d'entretien : $Q_{terr\ inacc} = 1.0 \text{ KN} / \text{m}^2$ DTR B.C.2.2.

b) Plancher de l'étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Tableau 2-3 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.20 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans notre projet (cas d'un étage pour habitation) est estimée à : $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

c) Dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.14	3.50
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21

Tableau 2-4 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

- La charge permanente totale qu'on a est : $G_{dalle} = 4.91KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à : $Q = 3.5KN / m^2$.

2.3.2 Les balcons**- Définition**

C'est une plaque en béton armé portant sur un, deux ou trois appuis, c'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21

Tableau 2-5 Evaluation des charges dans les balcons

- La charge permanente totale qu'on a est : $G_{balcon} = 4.41KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à : $Q = 3.5KN / m^2$.

2.3.3 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiées.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21

Tableau 2-6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge permanente totale qu'on a est : $G_{mur} = 2.56KN / m^2$.

2.3.4 Les escaliers

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.50	3.5
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde de corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau 2-7 Evaluation des charges sur les escaliers

- $G_{palier} = 4.49KN / m^2$; $G_{pailasse} = 6.96KN / m^2$; $Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$.

2.3.5 L'acrotère

Type	H _{hauteur} (cm)	E _{epaisseur} (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	60	10	0.42	2.46	1.0	2.88
2	110	10	0.77	4.33	1.0	5.1

Tableau 2-8 Evaluation des charges sur les acrotères

2.4 Descente de charge

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

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

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

2.4.1 Surface afférente

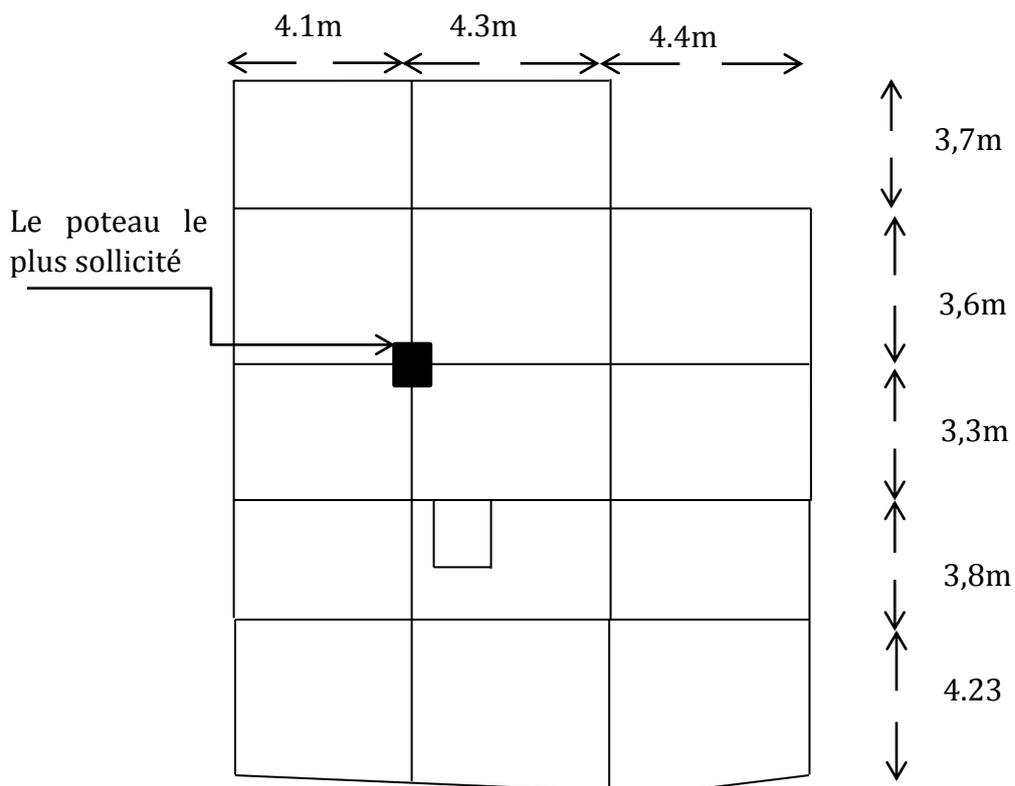


Figure 2-9 détermination du poteau le plus sollicité

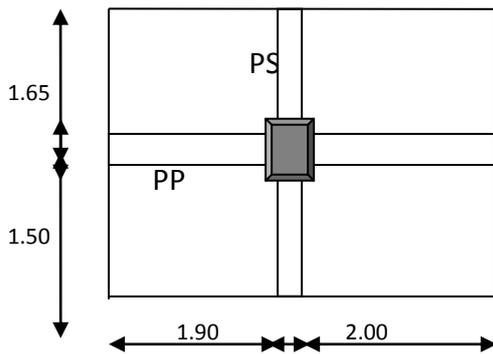


Figure 2-10 La surface afférente

- $S_{af} = (1.50 + 1.65) * (1.90 + 2.00)$.
- $S_{af} = 12.285m^2$

Les charges et surcharges

- Planchers terrasse inaccessible

$$G = 12.285 * 5.56 = 68.30KN$$

$$Q = 12.28 * 1 = 12.285KN$$

- Etages courants

$$G = 12.285 * 5.20 = 63.882KN$$

$$Q = 12.285 * 1.5 = 18.427KN$$

- Les poutres

$$G_{PP} = (0.3 * 0.4) * (1.90 + 2.00) * 25 = 11.7KN$$

$$G_{PS} = (0.3 * 0.35) * (1.65 + 1.50) * 25 = 8.268KN$$

$$G = G_{PS} + G_{PP} = 11.7 + 8.268 = 19.968KN$$

- Poids des poteaux

- Poteaux (50,50) $cm^2 \rightarrow G = 18.062 KN$
- Poteaux (45,50) $cm^2 \rightarrow G = 16.256 KN$
- Poteaux (45, 45) $cm^2 \rightarrow G = 14.63 KN$
- Poteaux (40,45) $cm^2 \rightarrow G = 13.005 KN$
- Poteaux (40,40) $cm^2 \rightarrow G = 11.56 KN$

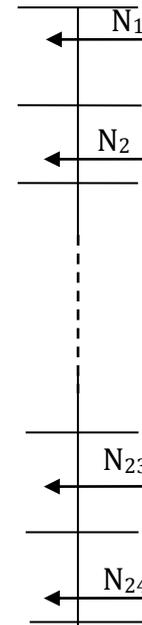


Figure 2-11 schéma de la descente de charge

- Poteaux (35,40) cm² → $G = 10.115 \text{ KN}$
- Poteaux (30,35) cm² → $G = 7.586 \text{ KN}$

2.4.2 La loi de dégression

La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).

- Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{12} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0, Q_1 sont respectivement la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible, et la terrasse accessible.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Sous la terrasse inaccessible: Q_0

Sous le 1^{er} étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$

Sous le 2^{eme} étage: $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2$

Sous le 3^{eme} étage : $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3$

Sous le 4^{eme} étage : $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4$

Sous le 5^{eme} étage : $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5$

Sous le 6^{eme} étage : $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5 + 0.5 \times Q_6$

A partir du 6^{eme} étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage 6 + $0.5 \times \sum Q$ DTR B.C2.2 (6.3)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre (pp+ps)	68.3	12.285
		19.968	
		$\Sigma=88.268$	
N2	G venant de N1 Poteau (30*35)	88.268	12.285
		7.585	
		$\Sigma=95.853$	
N3	G venant de N2 Plancher courant Poutre (pp+ps)	95.853	12.285+18.427
		63.882	
		19.968	
		$\Sigma=179.703$	

N4	G venant de N3 Poteau (35*40)	179.703 10.115 $\Sigma=189.818$	30.712
N5	G venant de N4 Plancher courant Poutre (pp+ps)	189.818 63.882 19.968 $\Sigma=273.668$	47.296
N6	G venant de N5 Poteau (35*40)	273.668 10.115 $\Sigma=283.783$	47.296
N7	G venant de N6 Plancher courant Poutre (pp+ps)	283.783 63.882 19.968 $\Sigma=340.633$	62.037
N8	G venant de N7 Poteau (40*40)	340.633 11.56 $\Sigma=352.193$	62.037
N9	G venant de N8 Plancher courant Poutre (pp+ps)	352.193 63.882 19.968 $\Sigma=436.043$	74.936
N10	G venant de N9 Poteau (40*40)	436.043 11.56 $\Sigma=447.603$	74.936
N11	G venant de N10 Plancher courant Poutre (pp+ps)	447.603 63.882 19.968 $\Sigma=531.453$	85.993
N12	G venant de N11 Poteau (40*45)	531.453 13.005 $\Sigma=544.458$	85.993
N13	G venant de N12 Plancher courant Poutre (pp+ps)	544.458 63.882 19.968 $\Sigma=628.308$	95.206
N14	G venant de N13 Poteau (40*45)	628.308 13.005 $\Sigma=641.313$	95.206
N15	G venant de N14 Plancher courant Poutre (pp+ps)	641.313 63.882 19.968 $\Sigma=725.163$	104.419
N16	G venant de N15 Poteau (45*45)	725.163 14.63	104.419

		$\Sigma=739.793$	
N17	G venant de N16 Plancher courant Poutre (pp+ps)	739.793 63.882 19.968 $\Sigma=823.643$	113.633
N18	G venant de N17 Poteau (45*45)	823.643 14.63 $\Sigma=838.273$	113.633
N19	G venant de N18 Plancher courant Poutre (pp+ps)	838.273 63.882 19.968 $\Sigma=992.123$	122.846
N20	G venant de N19 Poteau (45*50)	922.123 16.256 $\Sigma=938.379$	122.846
N21	G venant de N20 Plancher courant Poutre (pp+ps)	938.379 63.882 19.968 $\Sigma=1022.229$	132.06
N22	G venant de N21 Poteau (45*50)	1022.229 16.256 $\Sigma=1038.485$	132.06
N23	G venant de N22 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1038.485 63.882 19.968 $\Sigma=1122.335$	141.494
N24	G venant de N23 Poteau (50*50)	1122.335 18.062 $\Sigma=1140.397$	141.494
TOTAL		1140.397	141.494

Tableau 2-9 La descente de charge du poteau le plus sollicité

A la base :

$G = 1140.397 \text{ KN}$ et $Q = 141.494 \text{ KN}$.

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$$

$$N_u = 1.1 * (1.35 * 1140.397 + 1.5 * 141.494)$$

$$N_u = \mathbf{1926.953KN}$$

- **Remarque**

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.1), il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

2.5 Vérification pour le poteau

2.5.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.85 \times \frac{f_{bu}}{\gamma_b} ; \quad \text{Avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{bu}} = 0.17 \text{ m}^2$$

$$\text{on a : } B = 0.5 \times 0.5 \Rightarrow B = 0.25 \text{ m}^2 \geq 0.17 \text{ m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux.

Niveaux	N _u (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B calculée		observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
RDC	1926.953	50*50	0.25	0.128	vérifiée
1^{er} et 2^{eme}	1760.048	45*50	0.225	0.117	vérifiée
3^{eme} et 4^{eme}	1432.329	45*45	0.2025	0.095	vérifiée
5^{eme} et 6^{eme}	1109.439	40*45	0.18	0.073	vérifiée
7^{eme} et 8^{eme}	788.334	40*40	0.16	0.052	vérifiée
9^{eme} et 10^{eme}	499.456	35*40	0.14	0.033	vérifiée
12^{eme}	162.611	30*35	0.105	0.01	vérifiée

Tableau 2-10 Vérification des poteaux à la compression simple.

2.5.2 Vérification au flambement :

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

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

- B_r: Section réduite du béton.

- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement : $\lambda = L_f / i$

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

- Vérification du poteau de RDC

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 m^2. \Rightarrow I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.208 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.208 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.597}{0.144} = 18.03 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.03}{35}\right)^2} = 0.807$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1926.953 \times 10^{-3}}{0.807 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.108 m^2$$

B_r : la section réduite

$$B_r = (50 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.225 m^2 > 0.108 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Niveaux	N _u (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B _{calculée}		observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
RDC	1926.953	50*50	0.25	0.108	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	1760.048	45*50	0.225	0.099	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	1432.329	45*45	0.2025	0.080	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1109.439	40*45	0.18	0.062	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	788.334	40*40	0.16	0.044	vérifiée
9 ^{eme} et 10 ^{eme}	499.456	35*40	0.14	0.028	vérifiée
11 ^{eme}	162.611	30*35	0.105	0.010	vérifiée

Tableau 2-11 Vérification au flambement des poteaux

- **Condition de RPA 99**

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifier.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

2.5.3 **Vérification de l'effort normal réduit**

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \qquad \text{Art(7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	B (cm)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
RDC	50*50	1926.953	0.308	Non vérifié
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45*50	1760.048	0.31	Non vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	45*45	1432.329	0.28	C'est vérifié

5^{eme} et 6^{eme}	40*45	1109.439	0.24	C'est vérifié
7^{eme} et 8^{eme}	40*40	788.334	0.19	C'est vérifié
9^{eme} et 10^{eme}	35*40	499.456	0.14	C'est vérifié
11^{eme}	30*35	162.611	0.06	C'est vérifié

Tableau 2-12 vérification à l'effort normal réduit

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau de réez de chaussé, 1^{er} et 2^{ème} étage, alors il faut augmenter les sections des poteaux dans ces niveaux.

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \geq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq 0.234m^2$$

Pour une section de (55×50) : $B = 0.275 > 0.234 \Rightarrow$ l'effort normal réduit est vérifiée.

Pour une section de (50×50) : $B = 0.25 > 0.234 \Rightarrow$ l'effort normal réduit est vérifié

CONCLUSION

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

- Poutres principales (30,40) cm².
- Poutres secondaires..... (30,35) cm².
- R.D.C poteaux (55,50) cm².
- 1^{er}, 2^{ème}étage poteaux (50,50) cm²
- 3^{ème}, 4^{ème}étage..... poteaux (45, 45) cm².
- 5^{ème} ,6^{ème}étage..... poteaux (40,45) cm².
- 7^{ème}, 8^{ème}étage..... poteaux (40,40) cm².
- 9^{ème}, 10^{ème}étage, poteaux(35,40) cm².
- 11^{ème} étage, terrasse inaccessible..... poteaux(30,35) cm².

3 CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

INTRODUCTION

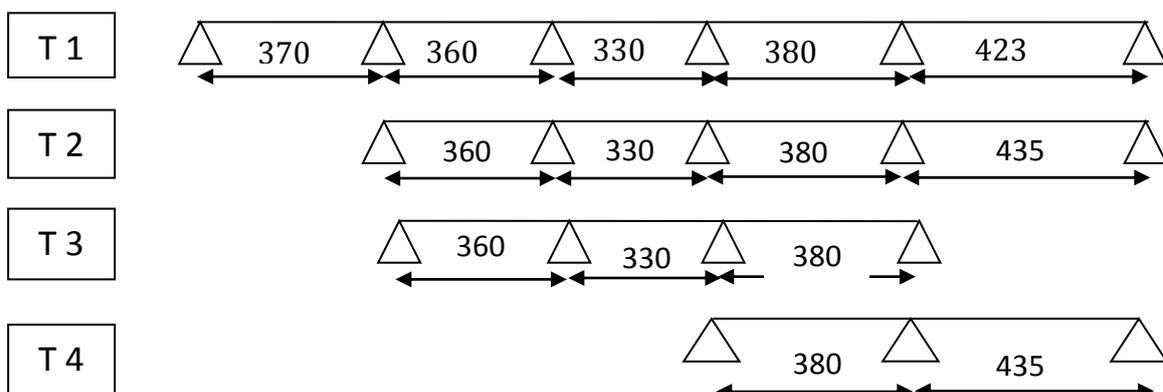
La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge 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 (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

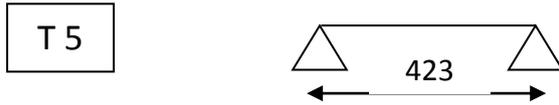
3.1 Etude des planchers

3.1.1.1 Les poutrelles

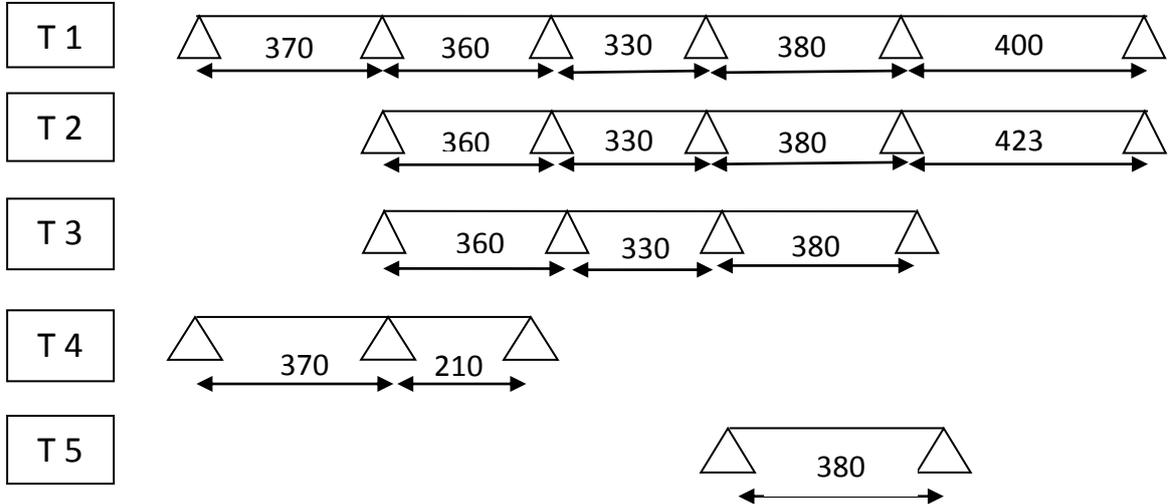
Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différent planchers des étages on distingue :

3.1.1.2 Etages courants

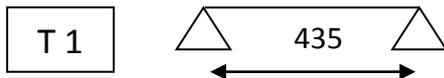




3.1.1.3 Terrasse inaccessible



Terrasse accessible :



3.1.2 Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

3.1.2.1 Méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

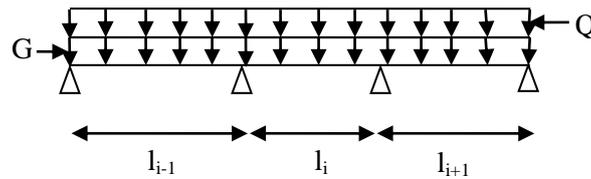


Figure 3-1 Schéma d'une poutre

a) Principe de la méthode forfaitaire

- Les moments fléchissant

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

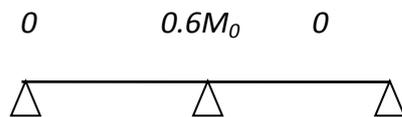
$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

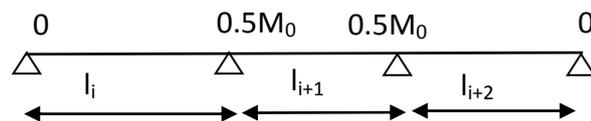
- P : la charge répartie à l'état limite considéré.
- M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

En appuis:

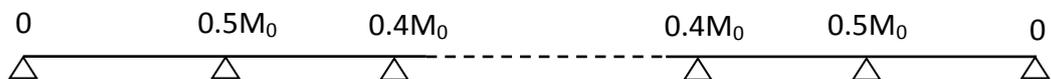
Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



- Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

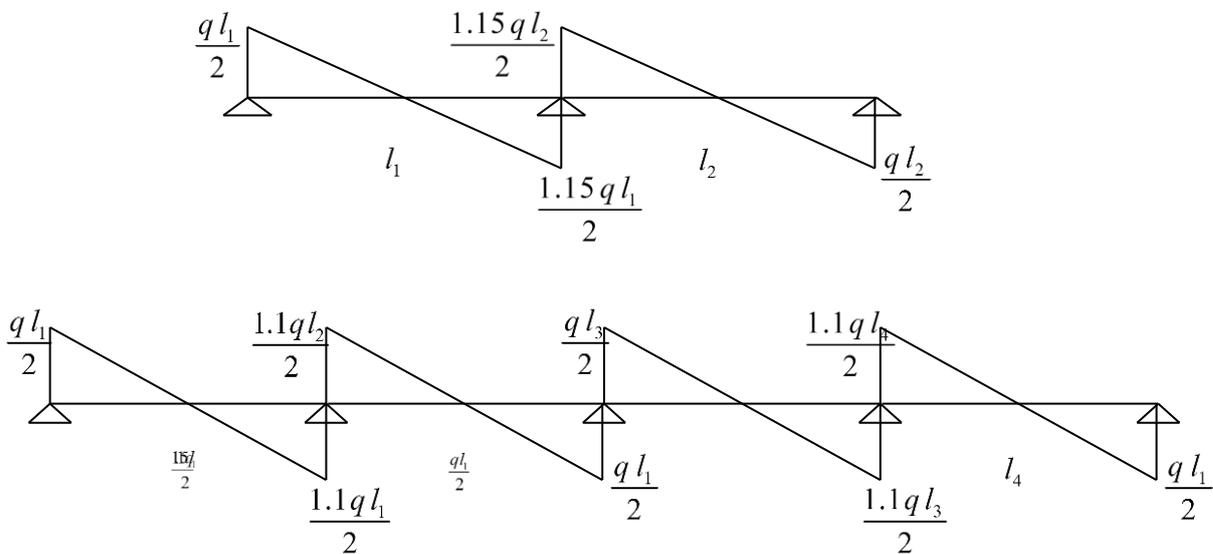


Figure 3-2 Evaluation des efforts tranchants

3.1.3 Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- Principe de la méthode Caquot

- Calcul des moments

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

En appuis :

(BAEL. Art. L.III,3)

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ;

$l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à gauche à et droite de la travée.

En travées :

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

- **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

3.1.4 Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2)

- **1^{ère} condition**

Plancher terrasse inaccessible

$G=5.56\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2 \Rightarrow 1\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{KN/m}^2$ Vérifiée

Plancher terrasse accessible

$G=5.47\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.47; 5) \text{KN/m}^2$ Vérifiée.

Plancher étage courant

$G=5.20 \text{KN/m}^2$; $Q=1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.39; 5) \text{KN/m}^2$ Vérifiée.

- **2^{ème} condition**

Etage courant

Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{370}{360}; \frac{360}{330}; \frac{330}{380}; \frac{380}{423} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 2 :

$$0.8 \leq \frac{360}{330}; \frac{330}{380}; \frac{380}{435} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 3 :

$$0.8 \leq \frac{360}{330}; \frac{330}{380} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 4 :

$$0.8 \leq \frac{380}{435} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Terrasse inaccessible :

Type1 :

$$0.8 \leq \frac{370}{360}; \frac{360}{330}; \frac{330}{380}; \frac{380}{400} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 2 :

$$0.8 \leq \frac{360}{330}; \frac{330}{380}; \frac{380}{423} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 3 :

$$0.8 \leq \frac{360}{330}; \frac{330}{380} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Verifié};$$

Type 4 :

$$0.8 \leq \frac{370}{210} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Non vérifié};$$

- **3^{ème} condition**

Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

- **4^{ème} condition**

La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations ; sauf pour le type 4 on applique la méthode de Caquot

3.1.5 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = b \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = b \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance **b=0.65m**.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse accessible	5.47	1.5	9.63	6.25	6.97	4.53
Terrasse inaccessible	5.56	1	9	5.85	6.56	4.26
Etages courant	5.20	1.5	9.27	6.03	6.70	4.36

Tableau 3-1 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

3.1.6 Calcul des sollicitations

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 3 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

3.1.6.1 Poutrelles du plancher étage courant (Type3)

a) Calcul à L'ELU

- Moment isostatique

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.60^2}{8} = 9.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.03 \times 3.3^2}{8} = 8.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6.03 \times 3.8^2}{8} = 10.88 \text{ KN.m}$$

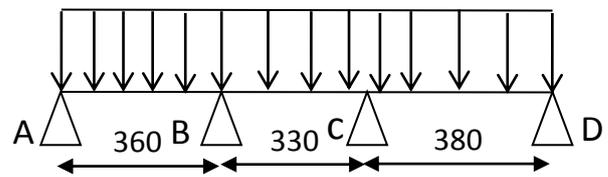


Figure 3-3 Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant

- Moments sur les appuis

$$\text{Appuis de rive : } M_A = M_D = 0$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } \begin{cases} M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 9.76 = -4.88 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.88 = -5.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0.22 ; \alpha = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.06 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.26 \end{cases}$$

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0 + 4.88}{2} \geq (1.06 \times 9.76) \Rightarrow M_t \geq 7.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 9.76 \Rightarrow M_t \geq 6.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(7.98; 6.14) \Rightarrow M_t = 7.98 \text{ KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1.06}{2} \times 8.2 \Rightarrow M_t \geq 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(3.53; 4.34) \Rightarrow M_t = 4.34 \text{ KN.m}$$

Travée C-D de rive :

$$M_t + \frac{5.43+0}{2} \geq 1.06 \times 10.88 \Rightarrow M_t \geq 8.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 10.88 \Rightarrow M_t \geq 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(8.80; 6.84) \Rightarrow M_t = 8.80 \text{ KN.m}$$

- Les efforts tranchants

On utilise la méthode de la RDM :
$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Travée A-B

$$V_g = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = \frac{6.02 \times 3.6}{2} + \frac{-4.87 - 0}{3.6} \Rightarrow V_g = 09.48 \text{ KN.}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.02 \times 3.6}{2} + \frac{-4.87 - 0}{3.6} \Rightarrow V_d = -12.18 \text{ KN.}$$

Travée B-C

$$V_g = \frac{Pu \times l_{BC}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{BC}} = \frac{6.02 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.43) - (-4.87)}{3.3} \Rightarrow V_g = 09.77 \text{ KN.}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_{BC}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{BC}} = -\frac{6.02 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.43) - (-4.87)}{3.3} \Rightarrow V_d = -10.09 \text{ KN.}$$

Travée C-D :

$$V_g = \frac{Pu \times l_{CD}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{CD}} = \frac{6.02 \times 3.8}{2} + \frac{(0) - (-5.43)}{3.8} \Rightarrow V_g = 12.85 \text{ KN.}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_{CD}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{CD}} = -\frac{6.02 \times 3.8}{2} + \frac{(0) - (-5.43)}{3.8} \Rightarrow V_d = -10.01 \text{ KN.}$$

b) Calcul à L'ELS

- Moment isostatique

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{4.36 \times 3.6^2}{8} = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{4.36 \times 3.3^2}{8} = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{4.36 \times 3.8^2}{8} = 7.86 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis

Appuis de rive $M_A = M_D = 0$

Appuis intermédiaires $M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 7.04 = -3.52 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 7.85 = -3.92 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0 + 3.52}{2} \geq 1.06 \times 7.04 \Rightarrow M_t \geq 5.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 7.04 \Rightarrow M_t \geq 4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(5.7; 4.43) \Rightarrow M_t = 5.7 \text{ KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t + \frac{3.52 + 3.92}{2} \geq 1.06 \times 5.92 \Rightarrow M_t \geq 2.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.06}{2} \times 5.92 \Rightarrow M_t \geq 3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(2.55; 3.13) \Rightarrow M_t = 3.13 \text{ KN.m}$$

Travée C-D de rive:

$$M_t + \frac{3.92 + 0}{2} \geq 1.06 \times 7.85 \Rightarrow M_t \geq 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 7.85 \Rightarrow M_t \geq 4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.36; 4.94) \Rightarrow M_t = 6.36 \text{ KN.m}$$

Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.6	6.03	9.76	0	-4.87	7.98	10.85	-11.93
BC	3.3	6.03	8.20	-4.87	-5.43	4.34	10.94	-10.94
CD	3.8	6.03	10.88	-5.43	0	8.89	12.59	-11.45

Tableau 3-2 Sollicitations à l'ELU du plancher à usage d'habitation type 3

Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.6	4.36	7.04	0	-3.52	5.7
BC	3.3	4.36	5.92	-3.52	-3.92	3.13
CD	3.8	4.36	7.85	-3.92	0	6.36

Tableau 3-3 Sollicitations à l'ELS du plancher à usage d'habitation type 3

3.1.6.2 Poutrelles de plancher terrasse inaccessible

On remarque que la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc on procède dans nos calculs par la méthode de Caquot.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{2.1} = 1.76 \geq 1.25$$

$$P_u = 5.85 \text{ KN/m}; \quad P_s = 4.26 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 3.70 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 2.10 \text{ m}$$

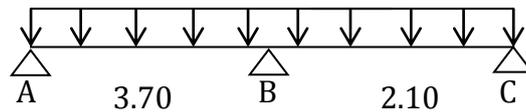


Figure 3-4 Schéma de la poutrelle de Type 4

- Moments sur appuis

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = ?$$

$$\text{A l'ELU: } M_B = -\frac{5.85(3.7^3 + 2.1^3)}{8.5(3.7 + 2.1)} = -7.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_B = -\frac{4.26(3.7^3 + 2.1^3)}{8.5(3.7 + 2.1)} = -5.17 \text{ KN.m}$$

- Moments isostatiques

$$\text{A l'ELU} \quad M_{0AB} = \frac{P_U \times L_{AB}^2}{8} = 10.01 \text{ KN m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_U \times L_{BC}^2}{8} = 3.22 \text{ KN m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_{0AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} = 7.28 \text{ KN m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} = 2.34 \text{ KN m}$$

- Moments en travées

$$M_T = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2} \quad (M_g, M_d \text{ Pris avec leurs signes})$$

A l'ELU :

$$\text{Travée A-B: } M_T = 10.01 - \frac{7.10}{2} = 6.46 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_T = 3.22 - \frac{7.10}{2} = -0.33 \text{ KN m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_T = 7.28 - \frac{5.17}{2} = 4.7 \text{ KN m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_T = 2.34 - \frac{5.17}{2} = -0.24 \text{ KN m}$$

- Efforts tranchants

$$\begin{cases} V_g = \frac{M_d - M_g}{L} + \frac{P_U \times L}{2} \\ V_d = V_g + P_U \times L \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\text{Travée A - B : } \begin{cases} V_A = \frac{0 - 7.10}{3.7} - \frac{5.85 \times 3.7}{2} = -8.9 \text{ KN} \\ V_B = -8.9 + 5.85 \times 3.7 = 12.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B - C : } \begin{cases} V_B = 9.52 \text{ KN} \\ V_C = -2.75 \text{ KN} \end{cases}$$

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)
AB	3.7	5.85	10.01	0	-7.10	6.46	-8.9	12.74
BC	2.1	5.85	3.22	-7.10	0	0.33	9.52	-2.75

Tableau 3-4 Sollicitations à l'ELU du plancher terrasse inaccessible type 4

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.7	4.26	7.28	0	-5.17	4.70
BC	2.1	4.26	2.34	-5.17	0	0.24

Tableau 3-5 Sollicitations à l'ELS du plancher terrasse inaccessible type 4

3.1.6.3 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

- Planchers à usage d'habitation :

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M _a ^{max}	M _t ^{max}	V ^{max}	M ₀ ^{max}	M _a ^{max}	M _t ^{max}
Type 1	6.74	11.01	14.02	13.48	4.87	7.95
Type 2	7.13	11.65	14.42	14.25	4.12	6.53
Type 3	5.43	8.89	12.59	10.88	3.92	6.36
Type 4	8.55	10.93	13.11	14.25	6.18	7.13
Type 5	2.02	14.58	12.74	13.48	0	10.39

Tableau 3-6 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).

- **Plancher Terrasse accessible :**

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M_a^{\max}	M_t^{\max}	V^{\max}	$M_{0\text{rive}}^{\max}$	M_a^{\max}	M_t^{\max}
Type 1	0	15.77	13.62	14.81	0	11.41

Tableau 3-7 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).

- **Plancher Terrasse inaccessible :**

Types de poutrelles	ELU				ELS	
	M_a^{\max}	M_t^{\max}	V^{\max}	M_0^{\max}	M_a^{\max}	M_t^{\max}
Type 1	5.85	10.78	12.88	11.71	4.26	7.85
Type 2	6.55	10.47	13.62	13.09	4.77	7.63
Type 3	5.28	8.45	12.23	10.57	3.85	5.65
Type 4	7.10	6.46	12.74	10.01	5.17	4.70
Type 5	0	11.09	11.12	10.57	0	8.08

Tableau 3-8 Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).

3.1.6.4 La sollicitation maximale

Poutrelles	ELU	ELS
Etage habitation	$M_t^{\max}=14.58\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-8.55\text{KNm}$ $V_u^{\max}=14.42\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 14.25 = -2.14\text{KNm}$	$M_t^{\max}=10.39\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-6.18\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 10.30 = -1.55\text{KNm}$
Terrasse accessible	$M_t^{\max}=15.77\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-2.22\text{KNm}$ $V_u^{\max}=13.62\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 14.81 = -2.22\text{KNm}$	$M_t^{\max}=11.41\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-1.6\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 10.72 = -1.60\text{KNm}$

Terrasse inaccessible	$M_t^{\max}=11.09\text{KNm}$	
	$M_a^{\max}=-7.10\text{KNm}$	$M_t^{\max}=8.08\text{KNm}$
	$V_u^{\max}=13.62\text{KN}$	$M_a^{\max}=-5.17\text{KNm}$
	$M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.71 = -1.76\text{KNm}$	$M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 9.54 = -1.43\text{KNm}$

Tableau 3-9 Les sollicitations maximales des poutrelles

3.1.7 Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

3.1.7.1 Calcul des armatures longitudinales

- Plancher étage courant

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$.

- 1- Si : $M_u \leq M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b * h$).
- 2- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3$$

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

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.58 \times 10^6}{650 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.048 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$$

Donc $A'=0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.061$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.078) = 0.1756 \text{ m}.$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{14.58 \times 10^6}{348 \times 175.6} \Rightarrow A_{tr} = 238.6 \text{ mm}^2 = 2.386 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2) < A_{tr}$$

On opte pour : $A_{tr} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

2- En appuis

2.1. Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.55 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.186 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.259$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.1613 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{9.12 \times 10^6}{348 \times 159.8} \Rightarrow A_a = 163.9 \text{ mm}^2 = 1.64 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$

2.2. Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.13 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.046 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.1757 \text{ m.}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{rive} = \frac{2.13 \times 10^6}{348 \times 175.7} \Rightarrow A_{rive} = 34.84 \text{ mm}^2 = 0.34 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2) < A_{rive}$$

On opte pour : $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **Vérification à l'ELU**

Cisaillement

$$V_{\max} = 14.42 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{14.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.8 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

3.1.7.2 Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un étrier avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

Les espacements

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

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ CBA.ArtA.5.1.2.3} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$f'_{ij} = \min (f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.8 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 190.11 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u

1. Au niveau de l'appui intermédiaire

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(14.58 \times 10^3 - \frac{8.55 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq -109.81 \text{ mm}^2$$

2. Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_u = 0 \text{ KN.m}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(\frac{14.58 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 0.419 \text{ cm}^2 \right) \Rightarrow (A_l = 0.79 \text{ cm}^2) \geq 0.419 \text{ cm}^2$$

.....C'est vérifié

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{14.42 \times 10^3 \left(\frac{650-100}{2} \right)}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad . \tau_u < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification à l'ELS :

a) état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1. En travée : $M_t^{\max} = 10.39 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.2 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.39] = 0$$

$$10y^2 + 531.15y - 2527 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } \mathbf{y = 4.393 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.393^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.393 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.393)^2$$

$$I=10306.37\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.39 \times 10^{-3}}{10306.37 \times 10^{-8}} \times 0.04393 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.42\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa})$ C'est vérifié (BAEL E.III.2)

En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = 6.18\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 2.26 \times y) - (15 \times 2.26 \times 18) = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 8.16\text{cm}$$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (8.16)^3 + (15 \times 2.26) \times (18 - 8.16)^2 \Rightarrow I = 5093.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.18 \times 10^{-3}}{5093.5 \times 10^{-8}} \times 0.0816 = 9.90\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa})$ C'est vérifié

b) Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

c) Evaluation de la flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \left(\frac{h}{l} = \frac{20}{4.23} = 0.047\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.06\right)$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{423}{500} = 0.846\text{cm}$$

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

f_{ij} : 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).

1. Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

2. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.393$ cm

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.05 + 0)}$$

$$y_G = 11.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (11.56)^3 + 10 \frac{(20 - 11.56)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(11.56 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (18 - 11.56)^2 + 0]$$

$$I_0 = 29450.72 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.017$$

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

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

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

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

3. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

4. Inerties fictifs(I_f) :

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

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

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

5. calcul des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 \Rightarrow q_{jser} = 1.85 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.20 \Rightarrow q_{gser} = 3.38 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times 6.7 \Rightarrow q_{pser} = 4.35 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.23^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.1 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 4.23^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 5.67 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.35 \times 4.23^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 7.3 \text{KN.m}$$

$$y = 4.393 \text{cm} \quad I_0 = 29450.72 \text{cm}^4 \quad I = 10306.37 \text{cm}^4 \quad A_s = 3.05 \text{cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.017} \Rightarrow \lambda_i = 2.51$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.51 \Rightarrow \lambda_v = 1.00$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.1 \times (0.18 - 0.0439) \times 10^{-3}}{10306.37 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 61.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.67 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0439)}{10306.37 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 112.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.3 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0439)}{10306.37 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 144.59 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 61.4 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.41$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 112.31 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.62$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 144.59 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.69$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 29450.72}{1 + (2.51 \times 0.41)} \Rightarrow I_{ij}^f = 15965.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 29450.72}{1 + (2.51 \times 0.62)} \Rightarrow I_{ig}^f = 12673.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 29450.72}{1 + (2.51 \times 0.69)} \Rightarrow I_{ip}^f = 11858.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^f = \frac{1.1 \times 29450.72}{1 + (1 \times 0.62)} \Rightarrow I_{vg}^f = 19997.4 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.1 \times 10^{-3} \times 4.23^2}{10 \times 32164.2 \times 15965.6 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0010 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{3.1 \times 10^{-3} \times 4.23^2}{10 \times 32164.2 \times 12673.41 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0024 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{3.1 \times 10^{-3} \times 4.23^2}{10 \times 32164.2 \times 11858.33 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0034 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{3.1 \times 10^{-3} \times 4.23^2}{10 \times 32164.2 \times 19997.4 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0020 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.002 - 0.0010 + 0.0034 - 0.0024 \Rightarrow \Delta f_t = 0.002 \text{ m}$$

$$\Delta_f = 0.2 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.846 \text{ cm} \dots \dots \dots c'est vérifié.$$

6. Le résumée des ferrailages de tous les poutrelles :

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage habitation	travée	14.58	0.048	0.061	17.56	2.25	1.41	3HA10=2.36
	Appuis interm	8.55	0.186	0.259	16.13	1.53	0.22	2HA10=1.57
	Appuis de rive	2.13	0.046	0.059	17.57	0.34	0.22	1HA8=0.50
Terrasse accessible	travée	14.77	0.052	0.067	17.51	2.33	1.41	3HA10=2.36
	Appuis interm	2.22	0.048	0.061	17.55	0.36	0.22	2HA8=1.01
	Appuis de rive	2.22	0.048	0.061	17.55	0.36	0.22	1HA8=0.50
Terrasse inaccessible	travée	11.09	0.037	0.047	17.65	1.80	1.41	2HA10+1HA 8=2.07
	Appuis interm	7.10	0.154	0.210	16.48	1.23	0.22	1HA10+1HA 8=1.29
	Appuis de rive	1.76	0.038	0.048	17.64	0.28	0.22	1HA8=0.50

Tableau 3-10 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

Vérifications des contraintes à ELS :

a) Etat limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				Obse rvati
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M _a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Etage Habitation	10.39	4.39 3	10306. 37	4.42	6.18	8.16	5093.5	9.9	Vérifi er
Terrasse accessible	11.41	4.6	11235. 6	4.67	1.6	5.45	2406	3.62	Vérifi er
Terrasse Inaccessibl e	8.08	3.92	8323.0 5	3.8	5.17	8.16	5093.5	8.28	Vérifi er

Tableau 3-11 Vérification des états limite de compression du béton.

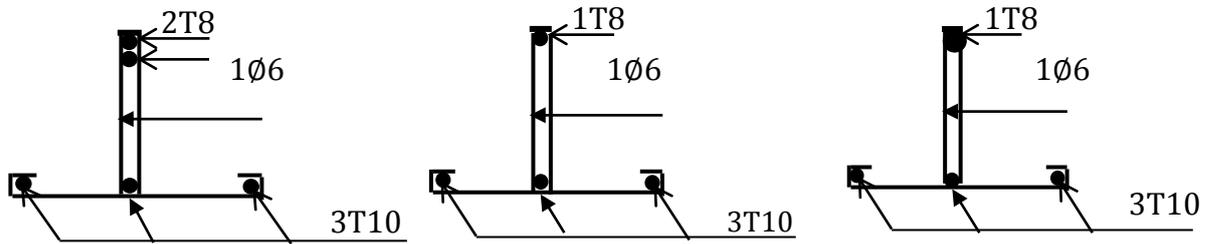
b) Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Etage habitation	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.82
q_{gser} (KN/m)	3.38	3.55	3.60
q_{pser} (KN/m)	4.35	4.53	4.87
M_{jser} (KN.m)	3.1	2.51	2.43
M_{gser} (KN.m)	5.67	4.81	7.31
M_{pser} (KN.m)	7.3	6.13	8.44
I_0 (Cm ⁴)	29450.72	13274.20	11476.92
ρ	0.017	0.013	0.018
λ_v	1	1.30	0.908
λ_i	2.51	3.25	2.27
σ_{sj} (Mpa)	61.4	44.92	63.65
σ_{sg} (Mpa)	112.31	86.22	118.167
σ_{sp} (Mpa)	144.59	109.87	137.67
μ_j	0.41	0.17	0.35
μ_g	0.62	0.44	0.56
μ_p	0.69	0.53	0.63
I_{fj} (Cm ⁴)	15965.6	9405.37	11252.72
I_{fg} (Cm ⁴)	12673.41	6008.98	17166.92
I_{fp} (Cm ⁴)	11858.33	5363.39	16871.07
I_{fvg} (Cm ⁴)	19997.4	8618.21	27173.61
f_{ji} (mm)	1	1.2	0.93
f_{gi} (mm)	2.4	1.86	2.34
f_{pi} (mm)	3.4	2.09	3.87
f_{gv} (mm)	2	1.3	1.57
Δf (mm)	2	0.33	1.98
f_{adm} (mm)	8.46	8.7	7.6

Tableau 3-12 Vérification des états limite de déformation

1. Schémas de Ferrailage des Poutrelles

a) Planchers terrasse accessible

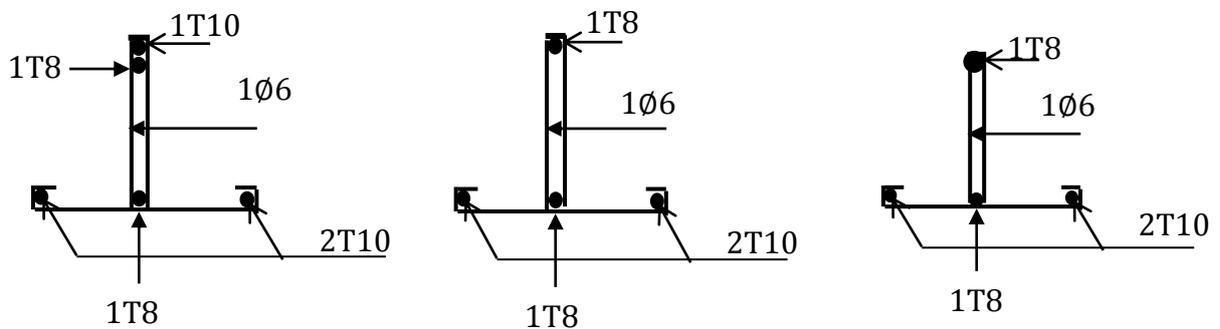


En appui intermédiaire

En appui de rive

En travée

b) Planchers terrasse inaccessible

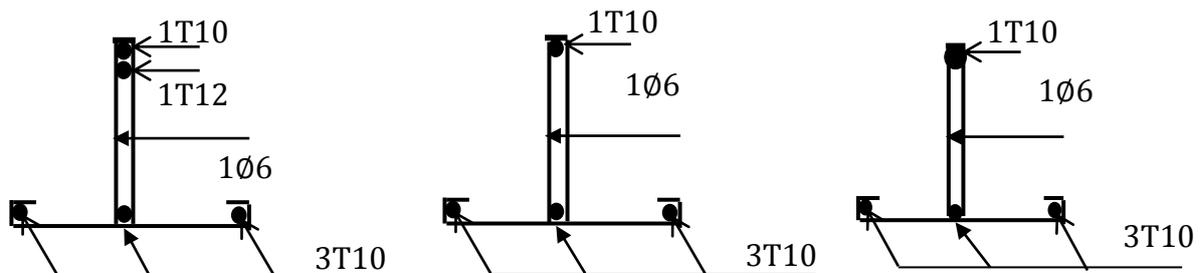


En appui intermédiaire

En appui de rive

En travée

c) Planchers étage courant



En appui intermédiaire

En appui de rive

En travée

Figure 3-5 Le schéma de ferrailage des poutrelles des différents étages

3.1.8 Etude de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

On choisit : $5\Phi 8 = 2.51 \text{cm}^2$; (St = 20cm) $\leq 20\text{cm}$c'est vérifier

Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 1.25 \text{cm}^2 / \text{ml}$; On choisit : $4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{m}$; (St = 25) $\leq 33\text{cm}$c'est vérifier

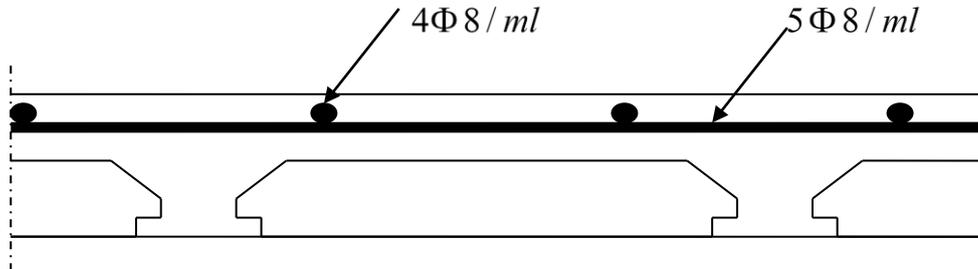


Figure 3-6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

3.2.1 Hypothèse de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- la fissuration est considéré préjudiciable ;
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

3.2.2 Type d'acrotère

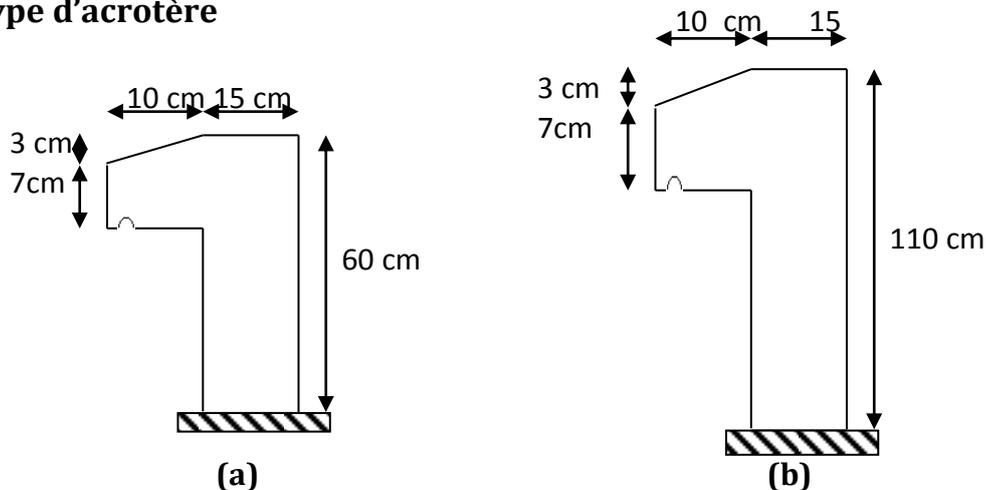


Figure 3-7 Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)

3.2.2.1 Terrasse inaccessible

a) Evaluation des charges et surcharges

- Poids propre : $G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.0985 = 2.46 \text{ KN/ml}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e=1.5cm) : $G_{cext} = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e=2cm) : $G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

Charge totale : $W_p = G_{inacce} + G_{cext} + G_{cint} = 2.88 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation : **Q=1KN**.
- Force sismique

La force sismique horizontale (F_p) est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99** (Article 6.2.3).

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15)

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$

$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m}$ $Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$

b) Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2.88 \text{ KN}$ $M_G = 0$.

$N_Q = 0$ $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$.

$N_{F_p} = 0$ $M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441 \text{ KNm}$

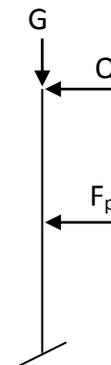


Figure 3-8 schéma statique de l'acrotère

L'acrotère travail en flexion composée

c) Combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KNm)	1.04	0.90	0.60

Tableau 3-13 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible

d) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right. \quad e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Le centre de pression se trouve à} \\ \text{l'extrémité du noyau central donc la} \\ \text{section est partiellement comprimée, le} \\ \text{ferraillage se fait par assimilation à la} \\ \text{flexion simple.} \end{array} \right.$$

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 elle que :

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du 1^{er} ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc: $e_2 = 0.58cm$
 $e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$

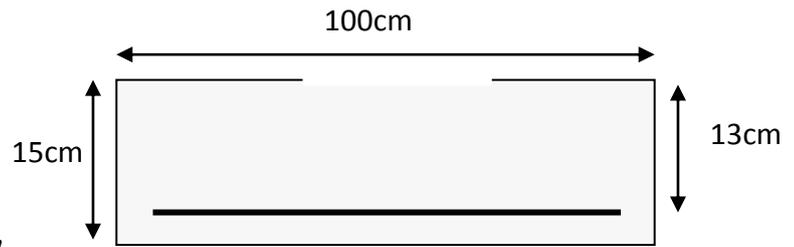
e) Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{KNm}$$



Selon le **BAEL 91**:

Figure 3-9 Schéma de la section à ferrailer

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

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

$$\text{D'où : } \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{cm}^2$$

Soit $4T8 = A_s = 2.01 \text{cm}^2$

- **Vérification à l'ELU :**

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{cm}^2$.

Ce qui fait : $4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

3) Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}$ soit $S_t = 30 \text{cm}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{60}{3}$ soit $S_t = 20 \text{cm}$

4) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

• **Vérifications à L'ELS:**

1) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{..... BAEI91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}; \quad (\psi = 1.5) \quad \text{Pour les HA.}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \text{..... C'est vérifié.}$$

Etat limite de compression de béton :

Position de l'axe neutre

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $n = 15$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On $A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} m^2, b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de $I : I = 5.48 \times 10^{-4} m^4$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Schéma de ferrailage

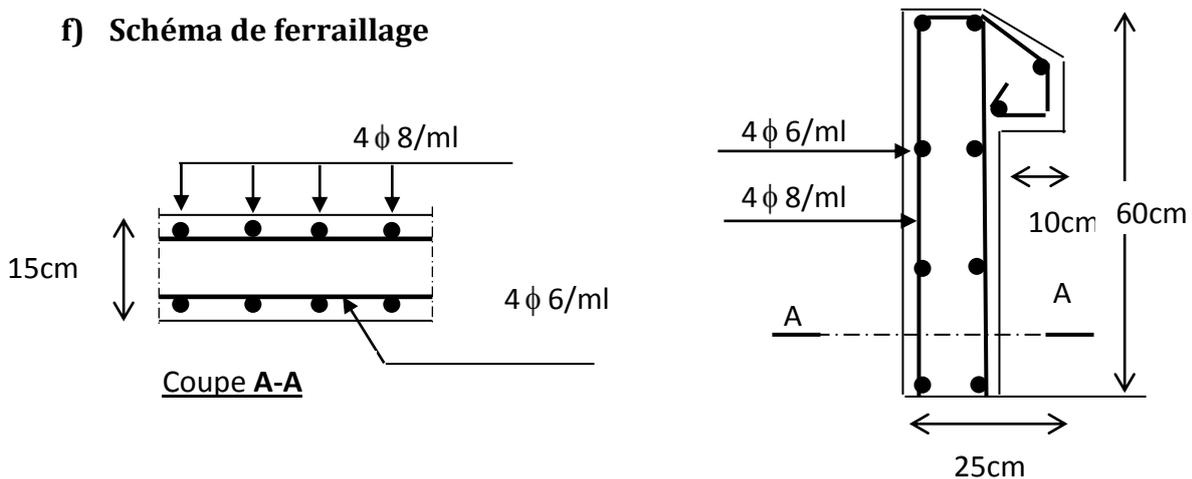


Figure 3-10 Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible)

3.2.2.2 Terrasse accessible

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735m^2$$

a) Evaluation des charges

- 1) Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33 \text{ KN}$;
- 2) Poids d'enduit extérieur :(ciment : e =1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 \text{ KN}$;
- 3) Poids d'enduit intérieur :(ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44 \text{ KN}$;
 $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 5.1 \text{ KN}$.
- 4) La charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN}$
- 5) La force sismique :

La force sismique horizontale (F_p) est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.1 = 2.44 \text{ KN}$.

Le centre de gravité de la section est : G ($X_g ; Y_g$)

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0809 \text{ m} \qquad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.574 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 5.1 \text{ KN}$	$M_G = 0.$
$N_Q = 0$	$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1.1 = 1.65 \text{ KNm}$.
$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 2.44 \times 0.574 = 1.4 \text{ KNm}$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	5.1	6.88	5.10
M (KN.m)	3.05	2.47	1.65

Tableau 3-14 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime (ELU) :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 6.88KN$$

$$M_u = 2.47KNm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 39.93cm$$

Les sections d'armatures trouvées après calcul sont dans le tableau suivant ainsi que la vérification à l'ELU :

A_s calcul (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	A_r calcul (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	S_t (cm) $A_{princip}$	S_t (cm) $A_{réparti}$	τ (MPa)	τ (MPa) calculé
0.49	1.56	4T8=2.01	0.502	4T6=1.13	30	30	2.50	0.03

Tableau 3-15 Résultats des calculs des sections d'armatures.

- Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = 5.1KN; M_u = 1.65KN.m$$

$$\sigma_{bc} = 0.6MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 40.13MPa < 240MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

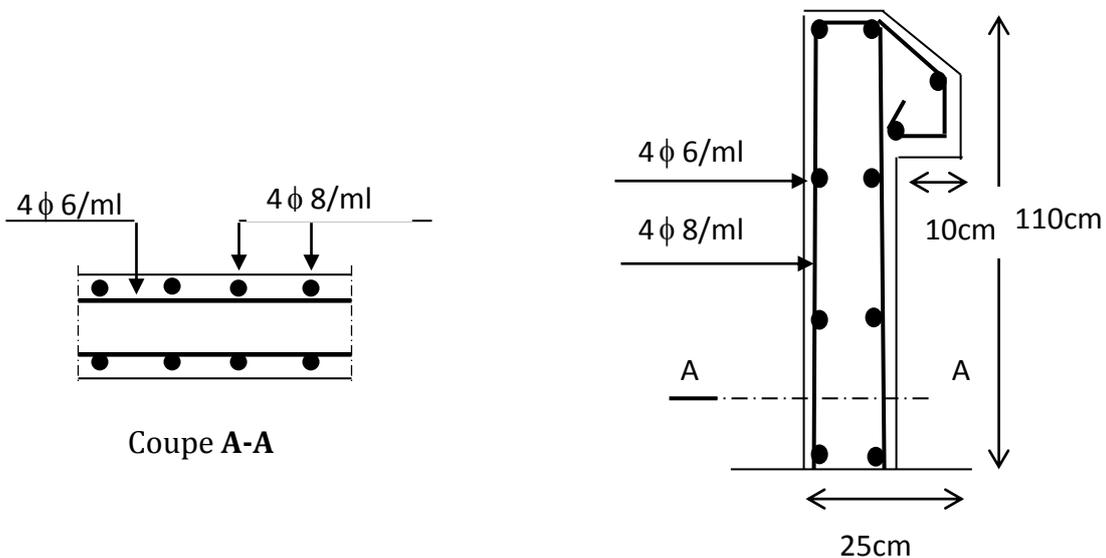


Figure 3-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse accessible)

3.3 Etude de l'ascenseur :

3.3.1 Définition

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.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

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

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN$.

3.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 2.30m$ et $l_y = 2.40m$ donc une surface $S = 2.40 \times 2.30 = 5.52m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.30}{20} = 0.115m \text{ Soit } e = 20cm.$$

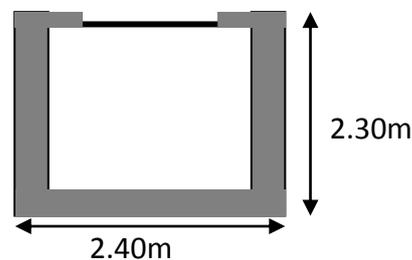


Figure 3-12 Cage d'ascenseur

3.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN/m^2 \quad \text{Poids du mortier de pose de 3cm.}$$

$$G_3 = 0.1KN/m^2 \quad \text{Poids de l'isolant thermique.}$$

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66KN/m^2 \quad \text{Poids de la forme de pente méta chape.}$$

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement dallage colle.}$$

$$G' = 6.8KN/m^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2, \dots, G_5.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{2.40 \times 2.30} = 26.26 \text{ N/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 33.06 \text{ KN/m}^2.$$

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

3.3.4 Cas d'une charge répartie :

3.3.4.1 Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 46.13 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad \text{BAEL}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.00 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.875 \text{ KNm}$$

1- Calcul du moment réel

a) En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.5 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.54 \text{ KNm}$$

b) En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3 \text{ KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 12.50 = 12.50 \quad \text{CBA 93 (Article}$$

$$M_g = 0.3 \times M_0 = 3 \text{ KN}$$

$$M_d = 0.5 \times M_0 = 5 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 8.5 \text{ KN}$$

..... La condition est vérifiée.

3.3.4.2 Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.5cm$ et $d_y = 16.5cm$.

Méthode de calcul

// l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] ; \quad \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \\ A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} \end{cases}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] ; \quad \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \\ A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} \end{cases}$$

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$
Travé e	x-x	8.5	0.0195	0.0246	0.173	1.40	4T10=3.14
	y-y	7.54	0.0195	0.0246	0.173	1.24	4T10=3.14
appui	y-y	3	0.0068	0.0086	0.174	0.49	4T10=3.14
	x-x						

Tableau 3-16 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

a) Vérification à l'ELU

- La condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100 cm$; $\rho = 0.95$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.64cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_{min}^y}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.41cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y', en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

- Calcul de l'espacement

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.36KN$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 35.96KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_y}{b \times d} = \frac{35.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.20MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b) Vérification a l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 33.06 + 1 = 34.06KN / m^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.38KNm$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.54KNm$$

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.273KNm$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.559KNm$$

- Vérification des contraintes

Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x' : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100$ cm, $d = 17.5$ cm

Calcul de $y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0 ; A' = 0.$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\text{On trouve : } y = 3.63 \text{ cm, } I = 10655.35 \text{ cm}^4$$

Sens x-x'

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 2.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sc} = 122.48 \text{ Pa} < 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sc} = 108.54 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa.}$$

3.3.5 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 la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

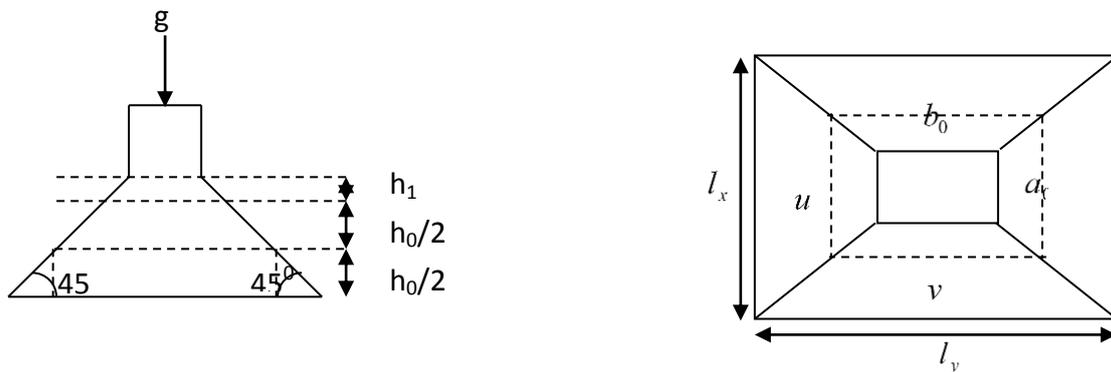


Figure 3-13 Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse : } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178 \text{ cm.} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188 \text{ cm.} \end{cases}$$

3.3.5.1 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :

a) Calcul à l'ELU

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605 \text{ KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.95 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{110}{230} = 0,773 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{188}{240} = 0,783$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$M_1 = 0.073 ; \quad M_2 = 0.045$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.045 = 4.39 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.31 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 2.05 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.43 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.44 \text{ KNm} \end{cases}$$

2.1.1. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.5 \text{ cm}$ et

$$d_y = 16.5 \text{ cm}$$

En travée : $M_t^x = 0.85 \times 9.43 = 8.01 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.44 = 5.47 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_a^y = M_a^x = 0.3 \times 9.43 = 2.83 \text{ KNm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)	A_t adopté (cm²/ml)	A_a adopté (cm²/ml)
Sens x-x'	8.01	2.83	1.33	0.46	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.47	2.83	0.96	0.49	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau 3-17 résultats des calculs des moments et des sections adoptées

a) Vérification a l'ELU

- Condition de non fragilité

En travée :

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{et} \quad A_t^y > \frac{A_t^x}{4}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appui:

$$A_a^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_a^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a $v > u \Rightarrow$ au milieu de $u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.3 \text{KN}$

au milieu de $v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.62 \text{KN}$

Donc : $V_{\max} = 17.62 \text{KN}$

$$\tau_u = 0.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Diamètre maximum des barres**

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20 \text{mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{mm} < 20 \text{mm.}$$

- **Espacement des barres**

Sens x-x': $S_t = 20 \text{cm} \leq \min(2e; 22 \text{cm}) = 22 \text{cm.}$

Sens y-y': $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$

b) Calcul à l'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5.92 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.3 \text{KNm.} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.8 + 1 = 7.8 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.69 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.5 \text{KNm}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.61 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.8 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 \times 7.61 = 6.46 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 5.8 = 4.93 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x = 2.283 \text{KN.m}$$

3.3.5.2 Ferrailage :

Le calcul de fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.5 \text{cm}$ et $d_y = 16.5 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

On trouve : $y=3.63 \text{cm}$, $I=10655.35 \text{cm}^4$

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t adopté (cm^2/ml)	Y (m)	I (m^4)
Sens x-x'	6.46	2.283	4T10=3.14	0.0363	0.1065
Sens y-y'	4.93	2.283	4T10=3.14	0.0363	0.1065

Tableau 3-18 Résultat des calculs.

3.3.5.3 Vérification des contraintes

- En travée :

$$\text{Sens x-x}' : \sigma_{bc} = 2.13 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 122.48 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

$$\text{Sens y-y}' : \sigma_{bc} = 1.89 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 108.54 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

- En appuis

$$\text{Sens x-x}' : \sigma_{bc} = 0.56 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 28.80 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

$$\text{Sens y-y}' : \sigma_{bc} = 0.56 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 29.43 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

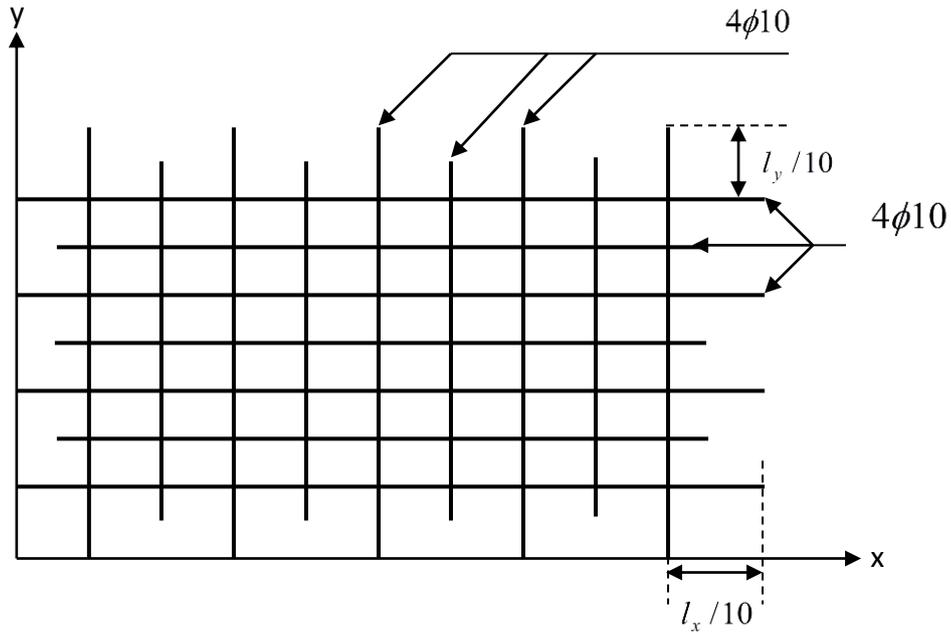


Figure 3-14 Schéma de ferrailage de la dalle.

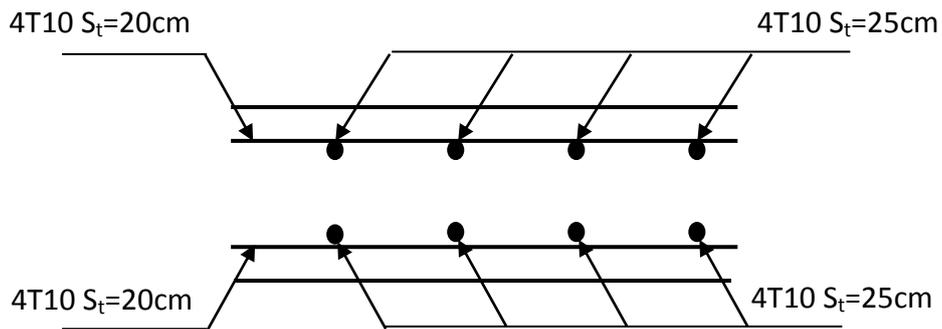


Figure 3-15 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

3.4 Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

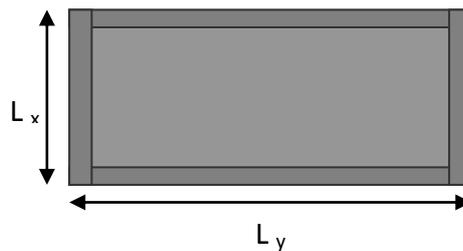


Figure 3-16 Schéma de la dalle

3.4.1 Calcul des différents types de dalles :

a) Type 1 (Dalle sur 4 appuis) :

$$L_x = 300 \text{ cm ;}$$

$$L_y = 400 \text{ cm ;}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.75 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Calcul des sollicitations

$$G = 4.91 \text{ KN / m}^2$$

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

$$\mathbf{A\ l'ELU : } P_u = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 1.5 = 8.87 \text{ KN / m}^2$$

$$\mathbf{A\ l'ELS : } P_s = 4.91 + 1.5 = 6.41 \text{ KN / m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0621 * 8.87 * 3.00^2 = 4.95 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.5105 * 4.95 = 2.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Panneau de rive :

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 * M^x = 4.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 * M^y = 2.12 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.3 * M^x = 1.48 \text{ KN.m.}$$

- Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.3 \text{ cm alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3 \right) = 14 - (0.65 + 3) = 10.35 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3 \right) = 14 - (0.65 + 1.3 + 3) = 9.05 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures

Se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \cdot e) \text{m}^2$.

En travée :

Selon L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{04.20 * 10^{-3}}{1 * (0.01)^2 * 14.2} = 0.029 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.03 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_x} = \frac{04.20 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.03) * 0.10} = 1.22 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 1.22 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Selon L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{02.12 * 10^{-3}}{1 * (0.09)^2 * 14.2} = 0.018 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.025 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_y} = \frac{02.12 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.025) * 0.09} = 0.68 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 0.68 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.48 * 10^{-3}}{1 * (0.10)^2 * 14.2} = 0.010 \\ \alpha = 0.02 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.42 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/m)	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	4.20	0.029	0.035	0.121	1.22	5HA10=3.93
	y-y	2.12	0.018	0.025	0.110	0.68	5HA10=3.93
appui	y-y	1.48	0.009	0.02	0.111	0.42	4HA10=3.14
	x-x						

Tableau 3-19 ferrailage des dalles

- **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 20cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 20cm$

- **Vérifications :**

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.26cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification au cisaillement:**

$$V_{\max} = \frac{P_U * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{08.87 * 3.00}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.75}{2}} = 09.67 KN$$

$$V_{\max} = 09.67 KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{09.67 * 10^{-3}}{1 * 0.10}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.09 MPa$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.09 MPa < 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$P = G + Q = 4.91 + 1.5 = 6.41 KN/m^2 .$$

$$M_{t_{xser}} = 0.0621 * 6.41 * 3.00^2 = 3.58 KN.m .$$

$$M_{t_{yser}} = 0.5105 * 3.58 = 1.82 KN.m .$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 * 3.58 = 3.04 KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 * 1.82 = 1.54 KN.m$$

- **Moment en appuis :** $M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 3.04 = 0.91 \text{KN.m}$

Calcul des contraintes :

Sens x-x : $A_x = 3.93 \text{cm}^2$.

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0.$$

$$\Rightarrow y = 4.13 \text{cm}.$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 2303.48 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 5.45 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.93 \text{cm}^2 ; \quad y = 3.90 \text{cm} ; \quad I = 1583.27 \text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3.79 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Sens x-x :

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{cm} .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.07 \text{cm}, \quad f_{gi} = 0.107 \text{cm}, \quad f_{gv} = 0.34 \text{cm}, \quad f_{pi} = 0.55 \text{cm} .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.713 \text{cm} < f_{adm} = 0.81 \text{cm} ;$$

Donc la flèche est vérifiée.

Sens y-y :

$$l > 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{515}{1000} + 0.5 = 1.015 \text{cm} .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.15\text{cm}, \quad f_{gi} = 0.21\text{cm}, \quad f_{gv} = 0.51\text{cm}, \quad f_{pi} = 0.71\text{cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.86\text{cm} < f_{adm} = 1.015\text{cm} ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

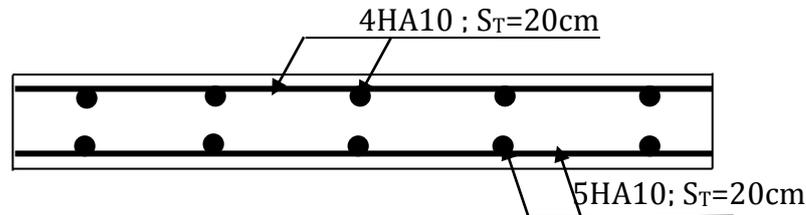
3.4.2 Schéma de ferrailage

Figure 3-17 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

3.5 Calcul des balcons :**3.5.1 Dalle sur trois appuis :****a) 1^{er} type :**

On a :

$$L_x = 3.93\text{m} ; L_y = 1.4\text{m}$$

$$\frac{L_x}{2} = 1.96\text{m} \Rightarrow L_y < \frac{L_x}{2}$$

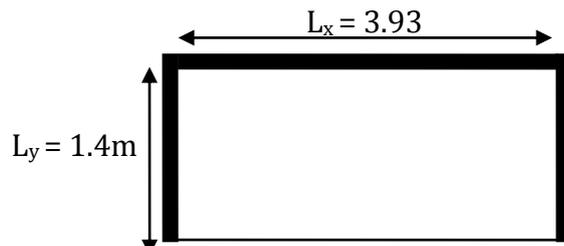


Figure 3-18 type de balcon sur 3 appuis

Donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = P \frac{L_y^3}{6} \\ M_{0y} = P \frac{L_y^2}{2} L_x - \frac{2}{3} P L_y^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 4,91 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 3,5 = 11,87 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4,91 + 3,5 = 8,41 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_o^x = \frac{11.87 \times 1.4^3}{6} \\ M_o^y = \frac{11.87 \times 1.4^2 \times 3.93}{2} - \frac{2 \times 11.87 \times 1.4^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^x = 5.42 \text{ KN/m} \\ M_o^y = 24 \text{ KN/m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 5.42 = 4.61 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 24 = 20.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3M_0^x = 0.3 \times 22.65 = 6.79 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3M_0^y = 0.3 \times 22.65 = 6.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

Selon L_x :

$$\phi_x = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm};$$

$$d_x = h - \left(\frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{3}{2} \times 1.4 + 2 \right) = 9.9 \text{ cm}$$

Selon L_y :

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

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	4.61	0.031	0.039	0.097	1.36	5HA10=3.93cm ²
	y-y	20.40	0.112	0.148	0.106	5.53	5HA12=5.65cm ²
appui	x-x	6.79	0.048	0.061	0.11	1.77	5HA8=2.51cm ²
	y-y						

Tableau 3-20 Ferrailage du balcon

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St \leq 100/5 = 20 \text{ cm}$; on adopte $St_y = 20 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St \leq 100/5 = 20 \text{ cm}$; on adopte $St_x = 20 \text{ cm}$.

• la condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ Acier HA Fe400

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.48 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} .$$

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * = \frac{11.87 * 1.3}{2} = 7.71 \text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{7.71 * 10^{-3}}{1 * 0.113} = 0.068 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **à l'ELS :**

- ✓ **contrainte de compression du béton :**

$$P = G + Q = 4.91 + 3.5 = 8.41 \text{KN/m}^2 .$$

$$Mt_{xser} = 2.95 \text{KN.m} ; Mt_{yser} = 14.45 \text{KN.m}$$

Sens x-x :

$$A_x = 3.93 \text{cm}^2 , Mt_{xser} = 2.95 \text{KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 2.87 \text{cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 3701.3 \text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{xser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 2.95 * 10^{-3} * \frac{0.0287}{3701.3 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.28 \text{MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y :

$$A_y = 5.65 \text{cm}^2 , Mt_{yser} = 14.45 \text{KN.m}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_y = 0$$

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

$$y = 3.60\text{cm} ; I = 6571.1\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M t_{y_{ser}} * \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.72\text{MPa} < \sigma_{adm} = 15\text{MPa}$$

En appuis :

$$M_{a^{ser}} = 5.1\text{KN.m} ; A_a = 2.01\text{cm}^2$$

$$y = 2.32\text{cm}^2 ; I = 2847.5\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.1 < \sigma_{adm} = 15\text{MPa}$$

-Contrainte limite d'acier :**-Sens x-x :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) \text{ avec } : \eta = 1,6 \text{ (acier HA) .}$$

$$\sigma_{st} = 84.\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 240\text{Mpa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d_y - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) \text{ avec } : \eta = 1,6 \text{ (acier HA) .}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 235\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 240\text{Mpa}$$

-En appuis :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) \text{ avec } : \eta = 1,6 \text{ (acier HA) .}$$

$$\sigma_{st} = 203\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 240\text{Mpa}.$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

-Sens x-x :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.93} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625$ n'est pas vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.085$ n'est pas vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = \frac{3.93 * 10^{-4}}{1 * 0.099} = 0.00396 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée

La 1^{ere} et 2^{eme} condition ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{393}{500} = 0.78cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.0451cm ; \quad f_{gi} = 0.0703cm; \quad f_{gv} = 0.267cm; \quad f_{pi} = 0.127cm..$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.27cm < f_{adm} = 0.78cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

3.5.2 Schéma de ferrailage

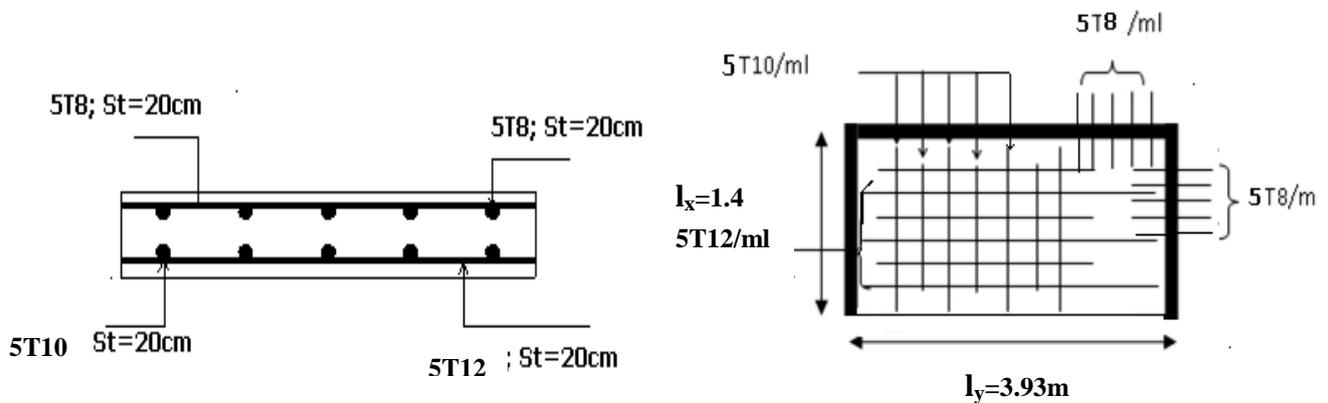


Figure 3-19 schéma de ferrailage de dalle a 3appuis

3.6 Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé au chapitre II.

Dans notre cas on a un seul type d'escalier à étudier, car celui de duplex et réalisé en bois.

3.6.1 Calcul d'escalier

Pour la volée (I) et (II) :

Les chargements

On a: $G_v=6.96 \text{ KN/m}^2$; $G_p=4.49 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

- Combinaison de charges

ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 9.81 \text{ KN/m}$

ELS : $q_v = G_v + Q = 9.46 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 6.99 \text{ KN/m}$

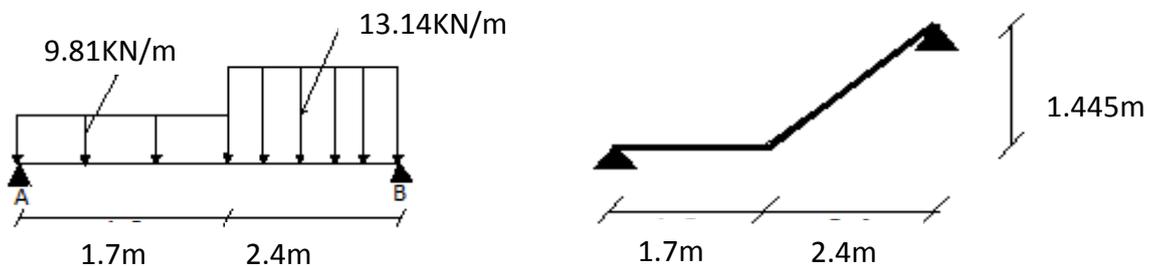


Figure 3-20 : Schéma statique de l'escalier

- Les réactions :

$$R_a + R_b = 48.23 \text{ KN.}$$

$$R_a = 22.44 \text{ KN, } R_b = 25.78 \text{ KN.}$$

$$M_x = 22.44 * x - 09.81 * 1.70 * (x - 1.70 * 0.5) - 13.14 * 0.5 * (x - 1.70)^2 \quad dM_x/dx = 0$$

Donc : $x_0 = 2.13 \text{ m}$

$$M^{\max}_t = M(2.13) = 25.24 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 28.1 \text{ KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0,85 * 25.24 = 21.45 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,5 * 25.24 = 12.62 \text{ KN.m}$$

- Les sollicitations à l'ELU

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	25.24	21.45	12.62	28.1
ELS	18.13	15.41	9.06	20.26

Tableau 3-21 Sollicitation à l'E.L.U escalier type 1

- Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} cm ² /ml	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
En travée	21.45	0.105	0.138	11.33	4.73	1.44	6HA10=4.71
En appuis	12.62	0.061	0.078	11.62	3.12	1.44	4HA10=3.14

Tableau 3-22 ferrailage d'escalier type 1

- Calcul de la section des armatures de répartition

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- Espacement des barres

a) Armatures principales :

En appuis ($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ c'est vérifié.

En travée ($S_t=16\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ c'est vérifié.

b) Armatures secondaires :

($S_t=25\text{cm}$) $\leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ c'est vérifié.

- Vérifications à l'E.L.U

• Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28.1 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(28.1 \times 10^3 - \frac{12.62 \times 10^3}{0.9 \times 0.12}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.0002 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A > -2 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence** $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 1 \times 3.14 = 18.84 \text{cm.}$$

$$\tau_{Ser} = \frac{20.26 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 18.84 \times 10} = 0.99 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	15.41	0.038	9.18	6.37	15	Vérifiée
En appui	9.06	0.0318	6.58	4.37	15	Vérifiée

Tableau 3-23 Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type 1

- **Vérification de l'état limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \left(\frac{h}{l} = \frac{14}{400} = 0.035\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625\right)$$

$$2) \left(\frac{h}{l} = 0.035\right) < \left(\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{15.41}{10 \times 18.13}\right) = 0.084$$

$$3) \left(\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12}\right) = 0.0039 \leq \left(\frac{4.2}{f_e} = 0.0105\right)$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

- **Calcul des sollicitations :**

Les charges G_v (de la volée) et G_p (de palier) peuvent être remplacées par une charge équivalente (une approximation) :

$$G_{eq} = \frac{(G_v \times L_v) + (G_p \times L_p)}{L_{Total}}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$$\rho = 0.0033 \quad y = 3.8cm, I = 9.18.10^{-5} m^4; \lambda_i = 6.36; \lambda_v = 2.54; I_0 = 36676.73cm^4$$

$$q_{jser} = 3.61 KN/ml \Rightarrow M_{jser} = 5.41KN.m$$

$$q_{gser} = 4.64KN/ml \Rightarrow M_{gser} = 6.96KN.m$$

$$q_{pser} = 6.26 KN/ml \Rightarrow M_{pser} = 9.38KN.m$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 4.403mm \\ f_{adm} = 8mm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

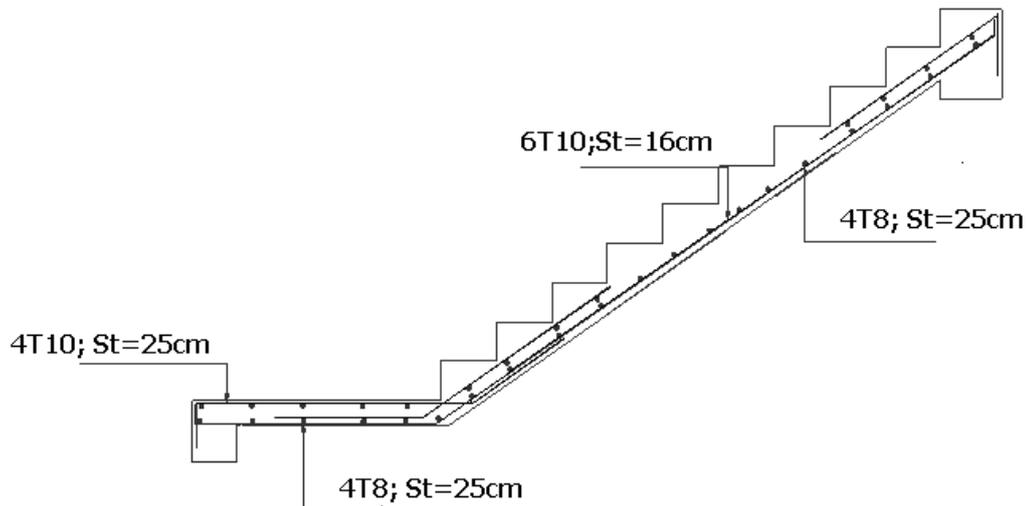


Figure 3-21 schéma de ferrailage d'escalier

3.6.1.1 Pour le palier intermédiaire

- **Dalle sur un seul appui (une console)**

$$L_x = 1.5 m; L_y = 3.3m$$

a) Evaluation des charges

$$G_p=4.49 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.81 \text{ KN/ml}$$

$P = 2.56 \times 1.445 = 3.7 \text{ KN/ml}$ (la charge concentrée due au poids propre de mur).

$$p_u = 1.35 \times 3.7 = 5 \text{ KN/ml.}$$

$R_B = 25.78 \text{ KN}$ (La charge transmise par l'escalier.)

b) Les sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

$$\Rightarrow M_U = \frac{9.81 \times 1.5^2}{2} + (5 \times 1.5) \Rightarrow M_U = 18.53 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u \times l) + p_u + R_B \Rightarrow V_u = (9.81 \times 1.5) + 5 + 25.78 \Rightarrow V_u = 45.49 \text{ KN.}$$

c) Ferrailage

• **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 14 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Mu (KN.m)	μ_{bu}	a	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
18.53	0,090	0,11	0,114	4.64	6HA10=4.71	20

Tableau 3-24 ferrailage du palier intermédiaire

• **Armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{4.71}{3} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

Vérification

A l'ELU :

- **L'effort tranchant :** il faut vérifier que $\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.49 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,45 < 4,71 \dots \text{vérifié.}$$

A l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$P_s = G + Q = 6,99 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{6,99 \times 1,5^2}{2} + (5,55 \times 1,5) \Rightarrow M_s = 16,18 \text{ KN.m}$$

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

$$50y^2 + 70,65y - 847,8 = 0 \Rightarrow y = 3,47 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0,65 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) = 31,84 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

- **La flèche :**

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{14}{150} = 0,09 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0,0625 \right)$$

$$\left(\frac{h}{l} = 0,09 \right) > \left(\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16,18}{10 \times 16,18} = 0,1 \right).$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{4,71 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,003 \right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \right).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

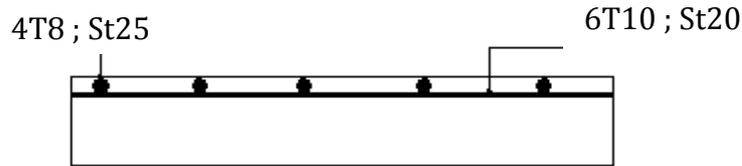


Figure 3-22 Schéma de ferrailage de palier intermédiaire

3.6.1.2 Etude de la poutre palière

a) Dimensionnement

Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22\text{cm} < h < 33\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

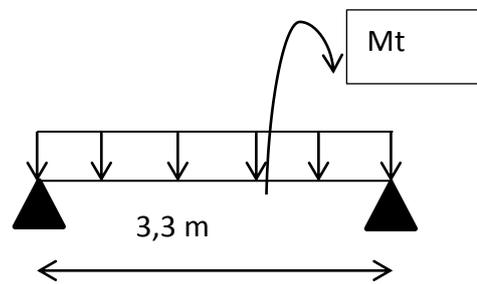


Figure 3-23 la poutre palière

On prend : h=30cm ; b=30cm.

b) Calcul à la flexion simple

1. Calcul des sollicitations

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier (type I): c'est la réaction d'appui au point B.

ELU : $R_B = 25.78\text{KN/ml}$

ELS : $R_B = 18.52\text{KN/ml}$

ELU	ELS
$R_B = 25.78\text{KN/ml}$	$R_B = 18.52\text{KN/ml}$
$P_{PI} = 5\text{KN}$	$P_{PI} = 3.7\text{KN}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B + P_{PI}$	$P_s = g_0 + R_B + P_{PI}$
$P_u = 32.81\text{KN/m}$	$P_s = 24.47\text{KN/m}$

$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.07 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -26.14 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 47.53 \text{ KN}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 9.42 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -18.84 \text{ KN.m}$ $V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 34.27 \text{ KN}$
---	--

Tableau 3-25 Les sollicitations de la poutre palière.

2. Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	13.07	0.039	0.049	27.45	1.36	4.5
En appuis	26.14	0.078	0.1	26.86	2.79	4.5

Tableau 3-26 ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on opte $A^a = A^t = 4.5 \text{ cm}^2$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

A) Vérification à l'ELU

- L'effort tranchant

$$V_u = 47.53 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.56 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (47.53 \times 10^{-3} - \frac{26.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.61 \text{ cm}^2$$

.....Vérifier.

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm.} \quad \text{On opte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui : $M^{torision} = M_b^a = 18.53KN.m$

1. Calcul de la section armature longitudinal

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.07 \text{ cm}^2$$

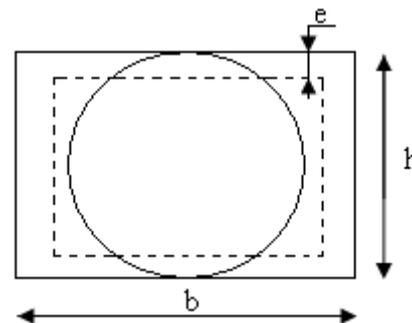


Figure 3-24 Section creuse équivalente

- **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.5 + \frac{3.15}{2} \Rightarrow A^t = 6.075 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.5 + \frac{3.15}{2} \Rightarrow A^a = 6.075 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 47.53 \text{ kN}; \tau_{flexion} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18.53 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.96 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.96 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

3. Calcul des armatures transversales

- Flexion simple : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (1.03 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.62 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 0.56 + 1.35 = 1.91 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

B) Vérification à ELS

- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d &= 0 \\ I &= \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{aligned}$$

En travée :

$$M_t = 09.42 \text{ KN.m} ; y = 9.06 \text{ cm} ; I = 32295.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.42 \times 10^{-3}}{32295.54 \times 10^{-8}} \times 9.06 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$M_a = 18.84 \text{ KN.m} ; y = 9.06 \text{ cm} ; I = 32295.54 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{Condition vérifiée}$$

- Evaluation de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.42}{10 \times 28.26} = 0.03.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{30 \times 28} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105. \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

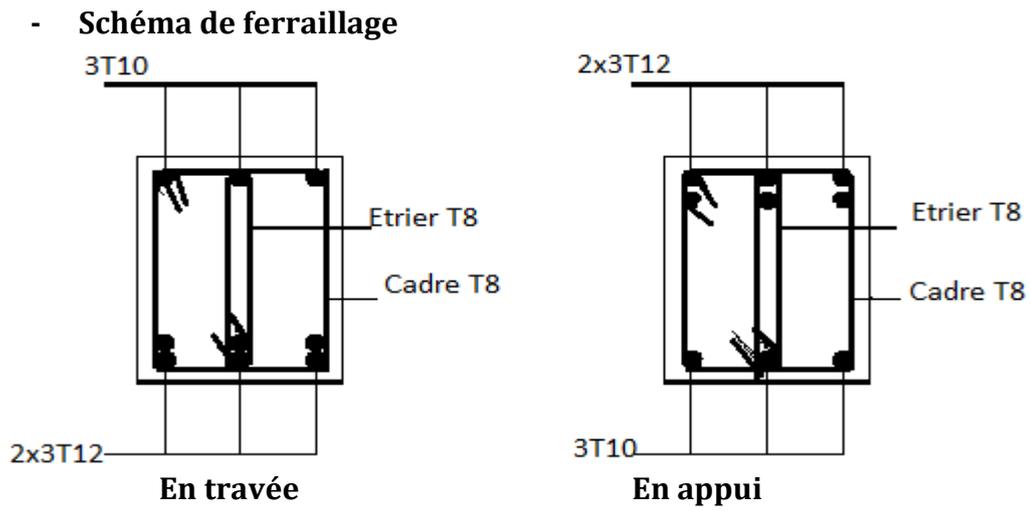


Figure 3-25 Schéma ferrailage de la poutre palière

4 CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

4.1 Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.1.1 Méthode statique équivalente

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	oui	
4- Régularité en élévation	oui	
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6- Contrôles d'exécution	non	0.1

Tableau 4-1 Valeurs des pénalités Pq .

Donc : $Q = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a : $W_G = 25581.825 \text{ KN}$; $W_Q = 4376.615 \text{ KN}$

$$\Rightarrow W = 25581.825 + 0.2 \times 4376.61 = 26457.148 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4-2 Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 35.7m$$

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

Tableau 4-3 Les valeurs du coefficient C_T

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (35.7)^{3/4} = 0.73 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 13.10\text{m}, \quad L_y = 18.93\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.887\text{s} \\ T_y = 0.738\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_2) = 0.73\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_2) = 0.73\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.73 = 0.949 \text{ s} \quad \text{Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_x = T_y = 0.73\text{s}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.73} \right)^{2/3} = 1.57$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.57}{5} \times 26457.148 = 1495.35 \text{ KN} = 149.535 \text{ t}$$

4.1.2 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 autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Art (4. 3.3) [2]}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donnée par le logiciel **(spectre)**.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

T	U _{x,y}	T	U _{x,y}						
0.00	0,188	1.1	0,098	2.2	0,062	3.3	0,043	4.4	0,026
0.10	0,173	1.2	0,092	2.3	0,060	3.4	0,041	4.5	0,025
0.20	0,165	1.3	0,087	2.4	0,058	3.5	0,039	4.6	0,025
0.30	0,165	1.4	0,083	2.5	0,057	3.6	0,037	4.7	0,024
0.40	0,165	1.5	0,079	2.6	0,055	3.7	0,035	4.8	0,023
0.50	0,165	1.6	0,076	2.7	0,054	3.8	0,034	4.9	0,022
0.60	0,146	1.7	0,073	2.8	0,052	3.9	0,032	5	0,021
0.70	0,132	1.8	0,070	2.9	0,051	4	0,031		
0.80	0,122	1.90	0,068	3.00	0,050	4.10	0,030		
0.90	0,112	2.00	0,066	3.10	0,047	4.20	0,029		
1.00	0,104	2.10	0,064	3.20	0,045	4.30	0,027		

Tableau 4-4 le spectre de réponse

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le SAP 2000 version 14.

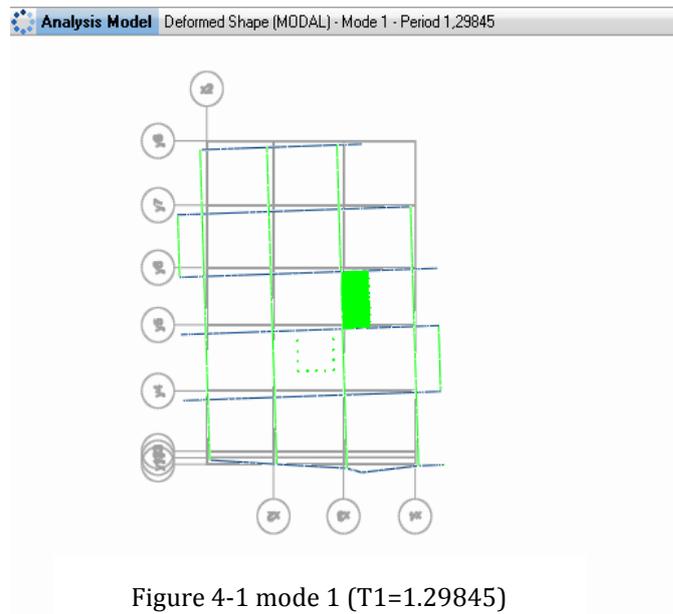
4.1.3 La structure sans voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

		INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
MODE	PERIOD	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1,29	0,02917	0,46802	0,0000	0,02917	0,46802	0,00000
2	1,16	0,23861	0,22025	0,0000	0,26779	0,68828	0,00003
3	0,99	0,46218	0,0268	0,0000	0,72997	0,71507	0,00003
4	0,43	0,02561	0,01804	0,0000	0,75558	0,73311	0,00003
5	0,38	0,0148	0,11519	0,0001	0,77038	0,84831	0,00017
6	0,31	0,09411	0,0048	0,0000	0,86449	0,85311	0,00017
7	0,25	0,01439	0,00321	0,0000	0,87888	0,85632	0,00017
8	0,22	0,00001	0,00031	0,0000	0,8789	0,85663	0,00026
9	0,20	0,00325	0,03393	0,0000	0,88215	0,89057	0,00036
10	0,19	0,00102	0,00609	0,001	0,88317	0,89666	0,00144
11	0,18	0,00222	0,00021	0,0000	0,88539	0,89687	0,0015
12	0,17	0,03081	0,00247	0,0000	0,9162	0,89934	0,00152

Tableau 4-5. Résumé des résultats de calcul.

- Le comportement de la structure sans voiles



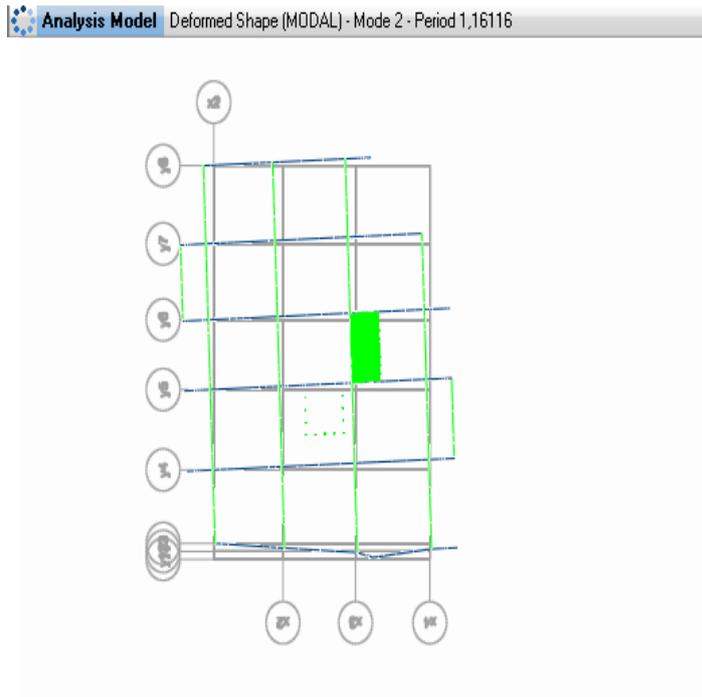


Figure 4-2 Mode 2 ($T_2=1.16116$)

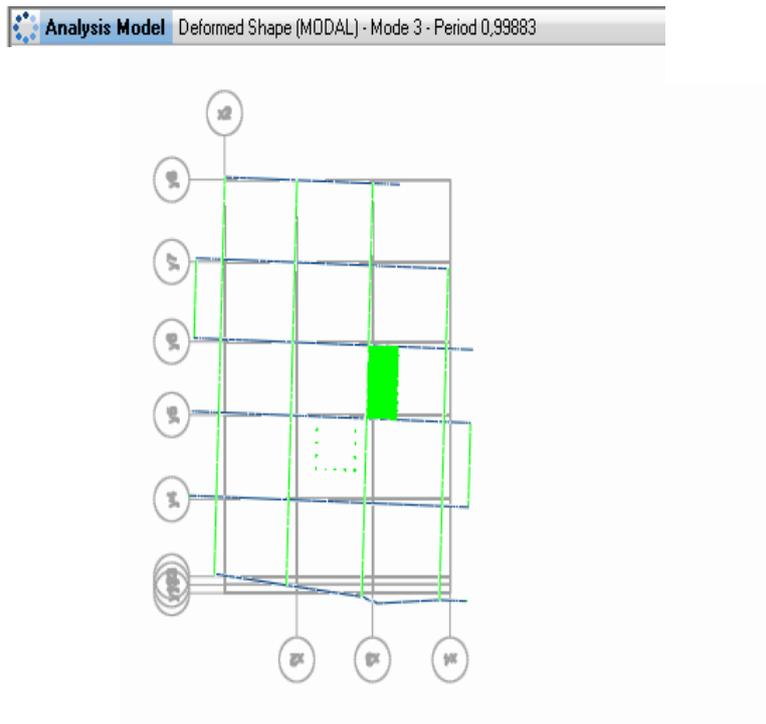


Figure 4-3 Mode 3 ($T_3=0.99883$)

- **Analyse des résultats :**

On remarque des torsions dans le 1^{er}, le 2^{ème} et le 3^{ème} mode avec des périodes supérieures à celles calculées.

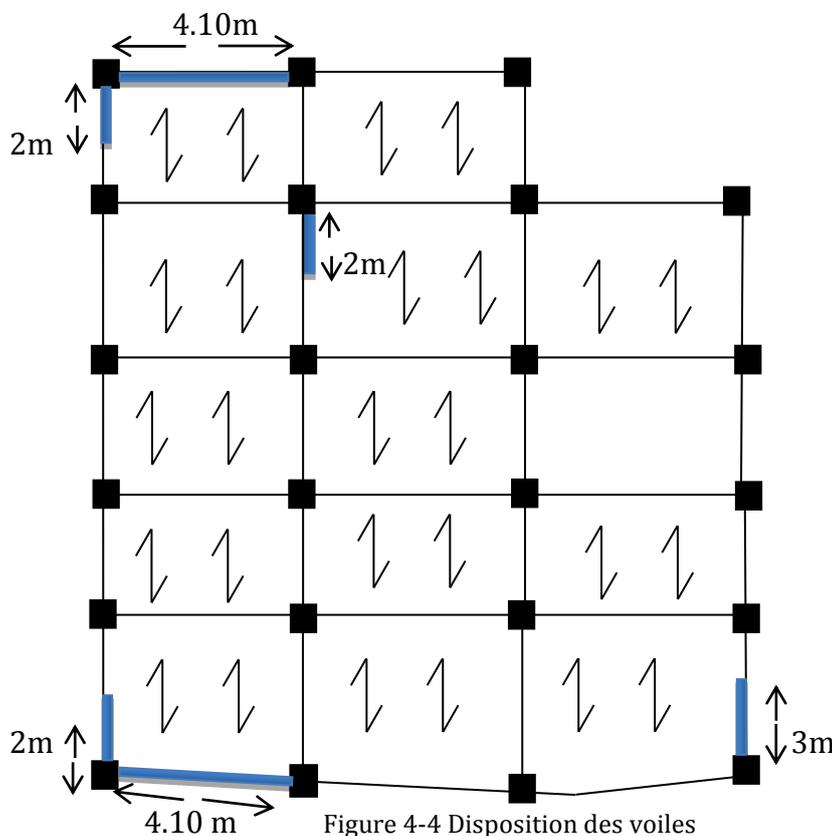
4.1.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Pour avoir un bon comportement de la structure et vérifier les conditions de l'interaction et pour faire baisser la période fondamentale de vibration ; plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles et les conditions architecturales de la structure.

En fin on a retenu à une disposition des voiles, ce qui nous amène à de nouvelles sections des poteaux.

- RDC : (60x60) cm²,
- 1, 2^{ème} étages : (60x55) cm²,
- 3, 4^{ème} étages : (55x55) cm²
- 5, 6^{ème} étages : (55x50) cm²
- 7, 8^{ème} étages : (50x50) cm²
- 9, 10^{ème} étage : (50x45) cm²
- 11^{ème} étage : (40x40) cm².

4.1.5 La disposition des voiles adopté



Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

		INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
MODE	PERIOD	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,898212	0,00433	0,7012	0,00003	0,00433	0,7012	0,00003
2	0,758373	0,67741	0,00427	0,00000	0,68174	0,70546	0,00003
3	0,59294	0,00081	0,00121	0,00002	0,68256	0,70667	0,00006
4	0,261967	0,00062	0,15631	0,00001	0,68317	0,86299	0,00008
5	0,217942	0,0001	0,000031	0,00006	0,68327	0,86302	0,00015
6	0,202299	0,1781	0,00035	0,0004	0,86137	0,86337	0,0002
7	0,196539	0,00838	0,00045	0,00072	0,86976	0,86382	0,00092
8	0,153657	0,000078	0,00014	0,00002	0,86983	0,86396	0,00094
9	0,123835	0,00031	0,05618	0,00042	0,87014	0,92014	0,00135
10	0,094167	0,06316	0,00035	0,00017	0,9333	0,92049	0,00152
11	0,093258	0,00038	0,00000	0,00000	0,93368	0,92049	0,00152
12	0,088909	0,000008	0,000009	0,25553	0,93368	0,9205	0,25706

Tableau 4-6 Résumé des résultats de calcul.

- Analyse des résultats

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction (yy) est prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens (yy), telle que montré sur la (figure 4-5) , et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens (xx), voir (figure 4-6).

Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

$$T_1 = 0.89s < T = 0.94s \quad ; \quad T_2 = 0.75s < T = 0.94s.$$

Il est remarquable également que dans notre analyse que 10 modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans le sens x et 9 pour le sens y

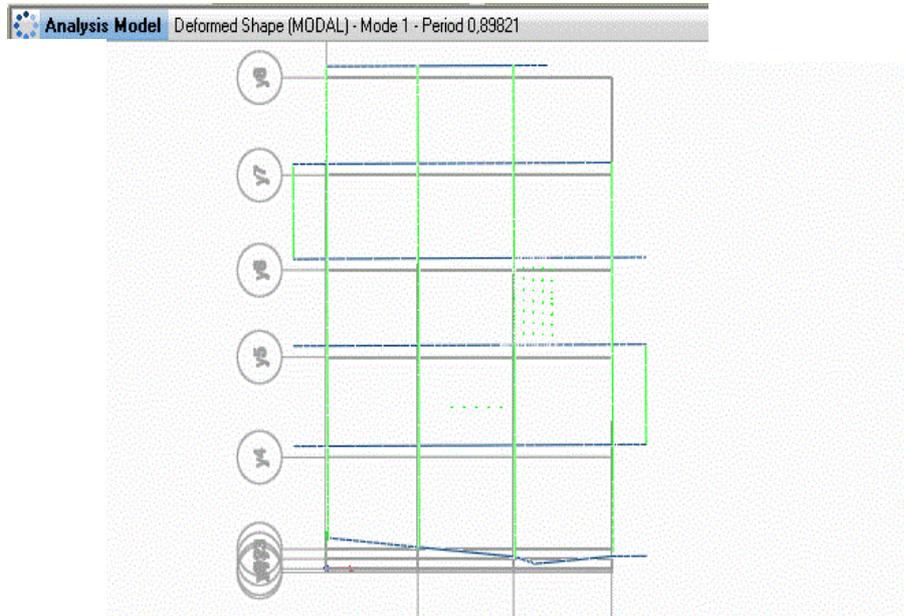


Figure 4-5 Mode 1 avec (T=0.89821)

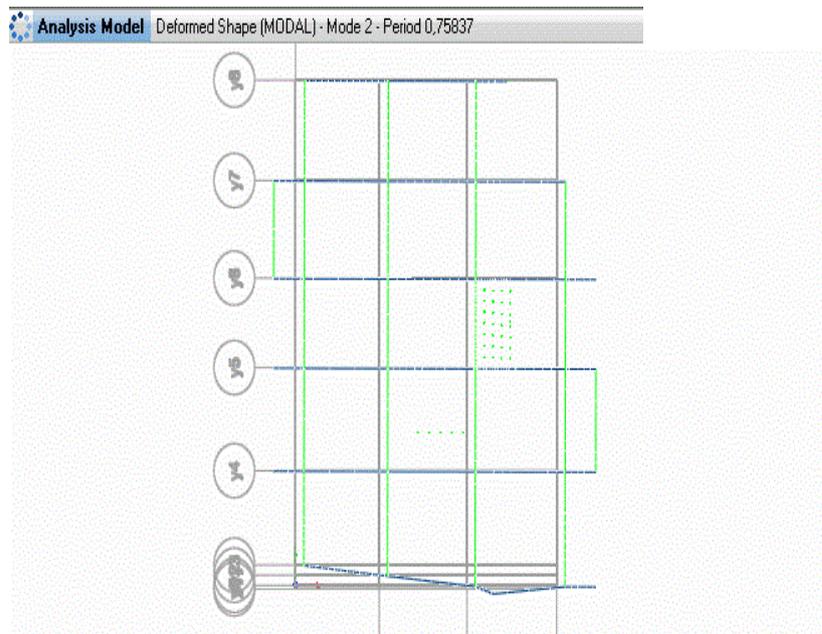


Figure 4-6 Mode avec (T=0.75837)

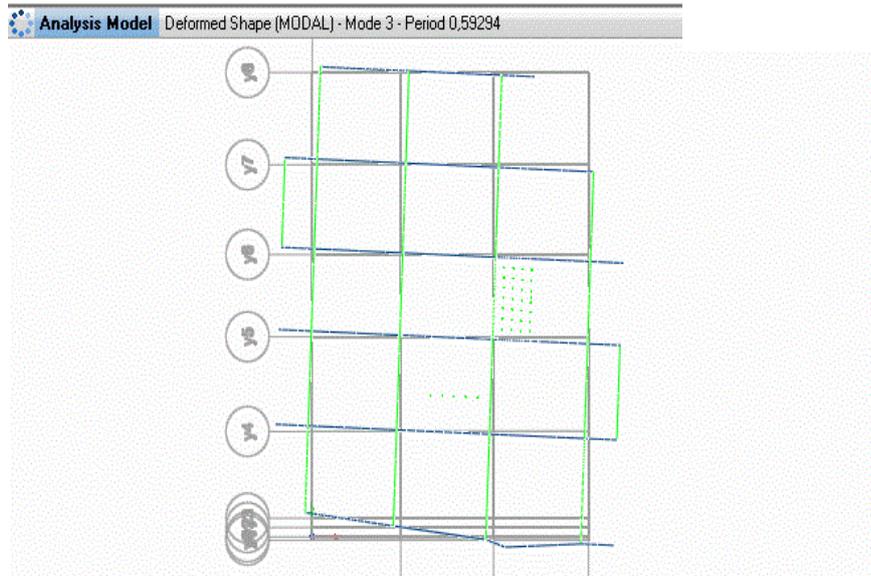


Figure 4-7 Mode 3 avec (T=0.59294)

4.1.6 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 (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	voiles	Portiques	voiles	Portiques
RDC	1160,97	11230,88	9,36	90,63
1 ^{er} étage	1590,937	10093,508	13,61	86,38
2 ^{ème} étage	1475,374	8975,622	14,11	85,88
3 ^{ème} étage	1346,054	7838,764	14,66	85,34
4 ^{ème} étage	1211,198	6794,9	15,12	84,87
5 ^{ème} étage	1072,368	5730,807	15,76	84,23

6 ^{ème} étage	929,488	4753,549	16,35	83,64
7 ^{ème} étage	779,392	3765,392	17,14	82,85
8 ^{ème} étage	627,575	2867,716	17,95	82,04
9 ^{ème} étage	469,381	1975,998	19,19	80,80
10 ^{ème} étage	276,924	1219,067	18,51	81,49
11 ^{ème} étage	99,792	506,445	16,46	83,53

Tableau 4-7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	4471,468	5343,15	45,55	54,44	3589,32	1416,41	71,71	28,29
1 ^{er} étage	3520,46	9622,74	26,78	73,21	6161,95	3642,87	62,84	37,15
2 ^{ème} étage	4568,997	9448,79	32,59	67,40	6957,49	3996,56	63,52	36,48
3 ^{ème} étage	4588,628	8318,25	35,56	64,44	7336,09	3714,59	66,39	33,61
4 ^{ème} étage	4965,673	7355,95	40,3	59,7	8039,28	3406,75	70,24	29,76
5 ^{ème} étage	4860,93	6300,91	43,55	56,45	7152,68	3209,63	69,03	30,97
6 ^{ème} étage	5151,018	5102,30	50,24	49,76	7491,06	2786,53	72,88	27,11
7 ^{ème} étage	4180,808	4269,02	49,47	50,52	6384,74	2457,54	72,2	27,8
8 ^{ème} étage	4403,326	2984,14	59,60	40,39	6264,14	1978,71	76,00	24,00
9 ^{ème} étage	3479,365	1987,62	63,64	36,35	4403,65	1978,71	69,00	31,00
10 ^{ème} étage	4088,325	1035,28	79,80	20,20	4518,83	1583,94	74,05	25,95
11 ^{ème} étage	2401,449	367,766	86,69	13,31	2736,43	111,717	71,00	29,00

Tableau 4-8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée. On remarque aussi que le pourcentage repris par les voiles dans le sens y-y est inférieure à 30% pour sept niveaux, cela revient au nombre important de portiques dans ce sens.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

4.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version2003

4.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t 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}

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.6).

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Sens	Mode	α	D	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	10	93.33	1.57	9814.618	1495.35	1196.28	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	9	92.01	1.57	9814.618	1495.53	1196.28	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

Tableau 4-9 Vérification de la résultante des forces sismiques

4.3 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99** (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
11 ^{ème} étage	0.482	2.41	2.30	0.11	289	0,03	0.462	2.31	2.20	0.11	0.03
10 ^{ème} étage	0.46	2.30	2.10	0.20	289	0,06	0.44	2.20	2.08	0.12	0.04
9 ^{ème} étage	0.42	2.10	1.93	0.17	289	0,05	0.416	2.08	1.94	0.14	0.04
8 ^{ème} étage	0.386	1.93	1.73	0.20	289	0,06	0.388	1.94	1.78	0.16	0.05
7 ^{ème} étage	0.346	1.73	1.52	0.21	289	0,07	0.356	1.78	1.60	0.18	0.06
6 ^{ème} étage	0.304	1.52	1.30	0.22	289	0,07	0.32	1.60	1.41	0.19	0.06
5 ^{ème} étage	0.26	1.30	1.08	0.22	289	0,07	0.282	1.41	1.21	0.20	0.06
4 ^{ème} étage	0.216	1.08	0.87	0.21	289	0,07	0.242	1.21	1.00	0.21	0.07
3 ^{ème} étage	0.174	0.87	0.67	0.20	289	0,06	0.20	1.00	0.79	0.21	0.07
2 ^{ème} étage	0.134	0.67	0.46	0.21	289	0,07	0.158	0.79	0.58	0.21	0.07
1 ^{er} étage	0.092	0.46	0.30	0.16	289	0,05	0.116	0.58	0.39	0.19	0.06
RDC	0.06	0.30	0.15	0.15	3,91	0,05	0.078	0.39	0.20	0.19	0.06

Tableau 4-10 Vérification des déplacements

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.22 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.89 \text{ cm}$$

- Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition c'est après :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} \times (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.} \quad \text{RPA99 (Article 5.8)}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux respectifs des blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé, incluant les composantes dues à la tension et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$d_{\min} = 15 \times (22 + 22) = 59 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

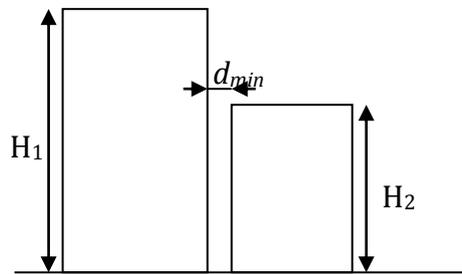


Figure 4-8 Joint sismique

NB :

Par manque de données on suppose que le déplacement du bloc adjacent est le même que le déplacement du bloc faisant l'objet de notre étude.

4.3.1 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que;

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{Avec : } p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
Niv11	289	1363,706	0.11	2769,21	0.00018	0.11	2848,147	0.0001
Niv10	289	3156,483	0.20	5123,60	0.00042	0.12	6102,77	0.0002
Niv9	289	5068,068	0.17	5466,98	0.00054	0.14	6382,36	0.0003
Niv8	289	7118,118	0.20	7387,46	0.00067	0.16	8242,85	0.0004
Niv7	289	9206,75	0.21	8449,82	0.00079	0.18	8842,28	0.0006
Niv6	289	11504,993	0.22	11253,31	0.00078	0.19	10277,59	0.0007
Niv5	289	13773,237	0.22	11161,84	0.00094	0.20	10362,31	0.0009
Niv4	289	16162,712	0.21	12316,88	0.001	0.21	11446,03	0.001
Niv3	289	18516,524	0.20	12906,87	0.001	0.21	11050,68	0.0012
Niv2	289	21001,555	0.21	14017,78	0.001	0.21	10954,05	0.0013
Niv1	289	23416,325	0.16	15143,2	0.0009	0.19	9804,82	0.0015
RDC	391	25851,469	0.15	19814,61	0.001	0.19	5005,73	0.0025

Tableau 4-11. Vérification à L'effet P- Δ .

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

CONCLUSION

La disposition des voiles adoptés répond aux exigences de RPA concernant l'interaction voile- portique après avoir redimensionner les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrillés selon les dimensions suivantes

- RDC : (b×h) = (60×60) cm²,
- 1, 2^{ème} étages : (60×55) cm²,
- 3, 4^{ème} étages : (55×55) cm²
- 5, 6^{ème} étages : (55×50) cm²
- 7, 8^{ème} étages : (50×50) cm²
- 9, 10^{ème} étage : (50×45) cm²
- 11^{ème} étage : (40×40) cm².

5 CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

INTRODUCTION

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

5.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

- | | | |
|-----------------|---|----------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | } | RPA99 (Article 5.2) |
| 2) $G+Q$ | | |
| 3) $G+Q+E$ | | |
| 4) $G+Q-E$ | | |
| 5) $0.8G+E$ | | |
| 6) $0.8G-E$ | | |

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- | | | |
|------------|---|---------------------|
| N_{\max} | → | M correspondant ; |
| N_{\min} | → | M correspondant ; |
| M_{\max} | → | N correspondant. |

5.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

5.1.1.1 Les armatures longitudinales -RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;
- 6 % en zones de recouvrement ;
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
RDC	60*60	28.80	144	216
1, 2 ^{ème} étage	60*55	26.4	132	198
3, 4 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
5, 6 ^{ème} étage	55*50	22	110	165
7, 8 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
9, 10 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
11 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96

Tableau 5-1 Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

5.1.1.2 Les armatures transversales -RPA99 (Article 7.4.2.2)

- 1) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

- V_u : effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur total de la section brute ;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales ;
- t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (Zone nodale).} \\ t \leq 15 \times \phi_l \quad \text{(Zone courante). (} \phi_l \text{ Diamètre minimum des} \\ \text{armatures longitudinales du poteau).} \end{array} \right.$$

- ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique).} \end{array} \right.$$

- 2) La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3 \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

- 3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

5.1.2 Sections des armatures longitudinales données par SAP2000 dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{calc} SAP (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC	60*60	28.80	24.77	6T16+6T20=30.91
1, 2 ^{ème} étage	60*55	26.4	19.16	6T14+6T20=28.09
3, 4 ^{ème} étage	55*55	24.2	15.75	6T12+6T20=25.62

5,6 ^{ème} étage	55*50	22	14.98	4T12+4T14+4T20=23.24
7, 8 ^{ème} étage	50*50	20	13.65	8T12+4T16=20.6
9, 10 ^{ème} étage	50*45	18	14.43	12T14=18.47
11 ^{ème} étage	40*40	12.8	11.70	12T12=13.57

Tableau 5-2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/03 car le ferrailage donné par le SAP est inférieur à A_{\min} de RPA.

5.1.3 Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7et 8 ^{ème} étage	9 et 10 ^{ème} étage	11 ^{ème}
Section (cm)	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45	40*40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	1.6	1.4	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.6	1.4	1.2	1.4	1.2
l_f (cm)	273.7	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3
λ_g	4.56	3.67	3.67	4.04	4.04	4.49	5.05
V_u (KN)	165.829	154.003	177.999	185.762	177.017	160.899	57.433
l_r (cm)	64	56	64	56	48	56	48
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A' (cm)	3.10	3.15	3.68	4.17	3.98	4.02	1.07
A'_{\min} (cm ²) Zone nodale	3.3	3.02	3.02	2.75	2.75	2.47	1.2
A'_{\min} (cm ²) Zone courante	4.95	4.53	4.53	4.12	4.12	3.71	1.8
$A'_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	10T8=5. 03	10T8=5. 03	10T8=5. 03	10T8=5. 03	10T8=5. 03	8T8=4.02	4T8=2.0 1

Tableau 5-3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5.1.4 Vérifications

5.1.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3.91$ m et un effort normal égal à : 4234.09KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

- α : Coefficient fonction de l'élanement ;
- B_r : Section réduite du béton ;
- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.737m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.737}{0.173} = 15.82 \Rightarrow \alpha = 81$$

$$B_r = (a-3) \times (b-3) \quad \Rightarrow \quad B_r = 0.3249 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.81 \times \left(\frac{0.3249 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.91 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5742.09KN$$

On a $N_{\max} = 4234.09 \text{ KN} < N_u$; Condition vérifiée; donc pas de risque de flambement.

5.1.4.2 Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
RDC	60*60	3.91	2.373	0.1732	13.70	0.81	30.91	3249	5742.09	4234.09
1 ^{er} étage	60*55	2.89	2.023	0.1732	11.68	0.82	28.09	2964	5300.74	3311.58
2 ^{ème} étage	60*55	2.89	2.023	0.1732	11.68	0.82	28.09	2964	5300.74	2714.03
3 ^{ème} étage	55*55	2.89	2.023	0.158	12.80	0.82	25.62	2704	4878.89	2214.49
4 ^{ème} étage	55*55	2.89	2.023	0.158	12.80	0.82	25.62	2704	4878.89	1790.887
5 ^{ème} étage	55*50	2.89	2.023	0.158	12.80	0.82	23.23	2444	4377.23	1502.80
6 ^{ème} étage	55*50	2.89	2.023	0.158	12.80	0.82	23.23	2444	4377.23	1214.39
7 ^{ème} étage	50*50	2.89	2.023	0.144	14.04	0.81	20.6	2209	3940.40	922.38
8 ^{ème} étage	50*50	2.89	2.023	0.144	14.04	0.81	20.6	2209	3940.40	709.15
9 ^{ème} étage	50*45	2.89	2.023	0.144	14.04	0.81	18.47	1974	3480.00	529.43
10 ^{ème} étage	50*45	2.89	2.023	0.144	14.04	0.81	18.47	1974	3480.00	352.70
11 ^{ème} étage	40*40	2.89	2.023	0.115	17.59	0.80	13.57	1554	2678.75	216.80

Tableau 5-4 Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u$.

5.1.4.3 Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

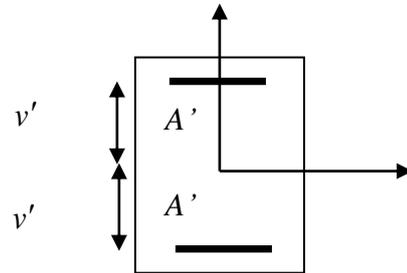


Figure 5-1 Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
RDC	60*60	54	30.91	32.73	27.27	0,01106	1758.90	52.42	4,88	15
1 ^{er} étage	60*55	54	28.09	30.50	29.5	0,00990	1584.49	34.30	4,80	15
2 ^e étage	60*55	54	28.09	30.50	29.5	0,00990	1415.89	31.40	4,29	15
3 ^e étage	55*55	49.5	25	29.99	25.01	0,00781	1250.19	31.76	4,13	15
4 ^e étage	55*55	49.5	25	29.99	25.01	0,00781	1089.35	32.00	3,60	15
5 ^e étage	55*50	49.5	23.36	28.01	26.99	0,00694	930.98	31.44	3,38	15
6 ^e étage	55*50	49.5	23.36	28.01	26.99	0,00694	785.86	39.27	2,85	15
7 ^e étage	50*50	45	20.6	27.20	22.8	0,00533	649.35	34.94	2,59	15
8 ^e étage	50*50	45	20.6	27.20	22.8	0,00533	516.68	39.27	2,06	15
9 ^e étage	50*45	45	18.47	24.96	25.04	0,00469	385.90	37.67	1,71	15
10 ^e étage	50*45	45	18.47	24.96	25.04	0.00469	257.33	53.38	1.14	15
11 ^e étage	45*40	36	13.57	21.62	23.38	0.00306	158.37	36.32	8.79	15

Tableau 5-5 Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

5.1.4.4 Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ _{adm} MPa	Observation
RDC	60*60	2.373	4.56	0.04	54	165.82	0.511	1	vérifiée
1, 2 ^{ème} étage	60*55	2.023	3.67	0.04	54	154.00	0.475	1	vérifiée
3, 4 ^{ème} étage	55*55	2.023	3.67	0.04	49.5	177.99	0.653	1	vérifiée
5, 6 ^{ème} étage	55*50	2.023	4.04	0.04	49.5	185.76	0.682	1	vérifiée
7, 8 ^{ème} étage	50*50	2.023	4.04	0.04	45	177.76	0.790	1	vérifiée
9, 10 ^{ème} étage	50*45	2.023	4.49	0.04	45	160.89	0.715	1	vérifiée
11 ^{ème} étage	45*40	2.023	5.05	0.07	36	57.43	0.354	1.87	vérifiée

Tableau 5-6 Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

5.1.5 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art (7.4.3.1)}$$

Niveau	B (cm)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
RDC	60*60	4234.09	0.47	Non vérifié

1^{er} et 2^{eme}	60*55	3311.58	0.4	Non vérifié
3^{eme} et 4^{eme}	55*55	2214.49	0.29	C'est vérifié
5^{eme} et 6^{eme}	55*50	1502.80	0.21	C'est vérifié
7^{eme} et 8^{eme}	50*50	922.38	0.14	C'est vérifié
9^{eme} et 10^{eme}	50*45	529.43	0.09	C'est vérifié
11^{eme}	45*40	216.80	0.04	C'est vérifié

Tableau 5-7 vérification à l'effort normal réduit

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau de réez de chaussé, 1^{er} et 2^{eme} étage, alors il faut augmenter les sections des poteaux dans ces niveaux.

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \geq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq 0.564m^2$$

Pour une section de (80×75) : $B = 0.6 > 0.564 \Rightarrow$ l'effort normal réduit est vérifiée.

Pour une section de (70×65) : $B = 0.455 > 0.441 \Rightarrow$ l'effort normal réduit est vérifié.

Après que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les poteaux les sections suivantes:

Donc le ferrailage sera :

Niveau	A_{min} (RPA) (cm²)	A_{adopté} (cm²)
RDC	48	8T25+8T14=51.59
1 et 2^{eme} étage	36.4	12T20=37.7

Tableau 5-8 Ferrailage des poteaux de RDC, 1 et 2^{eme} étage

5.1.5 Schéma de ferrailage

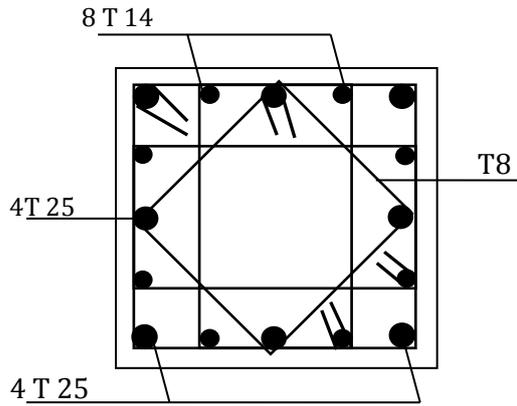


Figure 5-2 Schéma de ferrailage des poteaux de RDC.

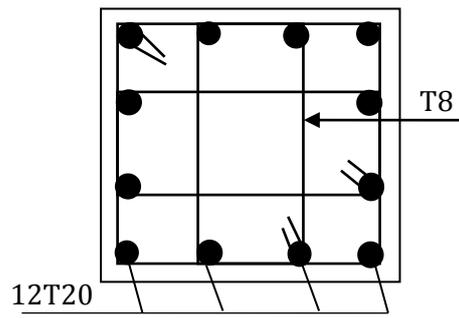


Figure 5-3 Schéma de ferrailage des poteaux 1^e et 2^e étage.

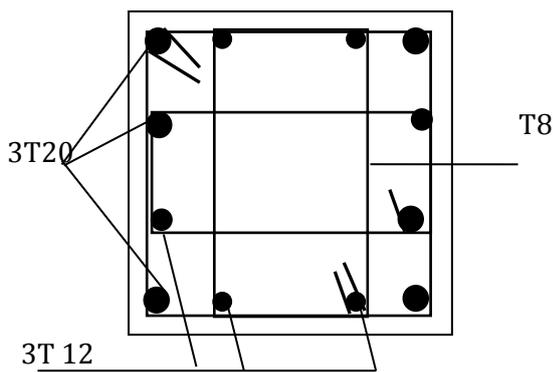


Figure 5-5 Schéma de ferrailage des poteaux 3^e et 4^e étage.

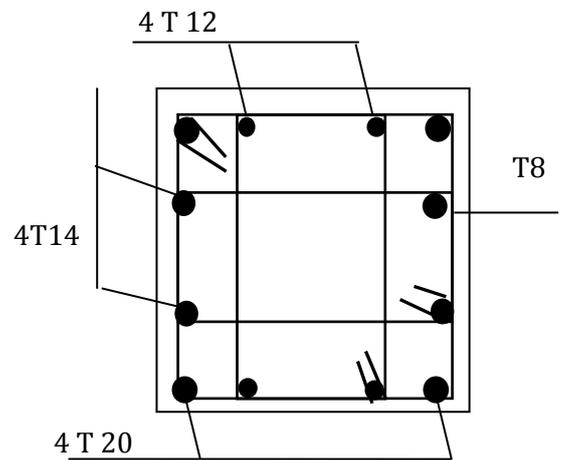


Figure 5-4 Schéma de ferrailage des poteaux 5^e et 6^e étage.

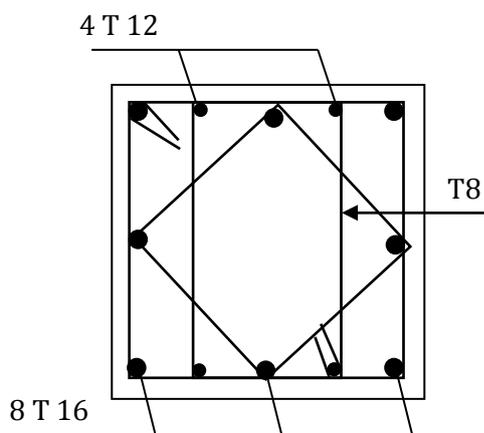


Figure 5-7 Schéma de ferrailage des poteaux 7^e et 8^e étage.

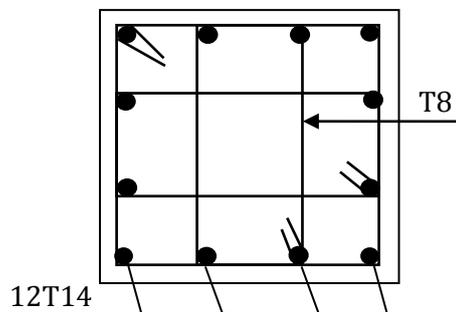


Figure 5-6 Schéma de ferrailage des poteaux 9^e et 10^e étage.

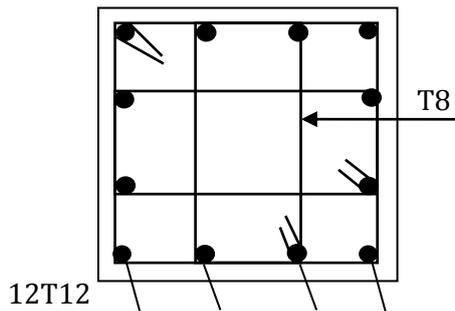


Figure 5-8 Schéma de ferrailage des poteaux 11^e étage.

5.2 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- | | | |
|--|---|----------------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) $1.35G+1.5Q$ 2) $G+Q$ 3) $G+Q+E$ 4) $0.8G+E$ 5) $0.8G-E$ | } | RPA99 (Article 5.2) |
|--|---|----------------------------|

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, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Recommandation du RPA99 :

5.2.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante ;
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) ;

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

5.2.1.2 Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$: dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires ;
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé ;
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.2.2 Ferrailage des poutres :

5.2.2.1 Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nombre de barres
RDC ET Etage courant	principale	40×30	Appui/Zc	17.05	5.25	Zc=48	17.81	3T25+2T14
			travée/Zr	8.52	5.25	Zr=72	9.42	3T20
	secondaire	35×30	Appui/Zc	6.59	5.25	Zc=42	6.59	3T16
			travée/Zr	2.13	5.25	Zr=63	6.03	3T16
Terrasse	principale	40×30	Appui/Zc	8.75	5.25	Zc=63	10.65	3T16+3T10
			travée/Zr	4.79	5.25	Zr=94.5	10.65	3T16+3T10
	secondaire	35×30	Appui/Zc	6.28	5.25	Zc=42	6.03	3T16
			travée/Zr	4.09	5.25	Zr=63	6.03	3T16

Tableau 5-9 Les armatures longitudinales dans les poutres.

Zc : zone courante ; et Zr : zone de recouvrement.

- **Longueur de recouvrement :**

$$- l_r > 40 \times \phi \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi = 25mm \Rightarrow l_r > 100cm \\ \phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm \\ \phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm \end{array} \right.$$

5.2.2.2 Les armatures transversales

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

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.14; 3.0)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1; 3.0)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

$$1- S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66cm \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$2- S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 32.4cm$$

$$3- S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 166.37cm$$

$$4- S_t \leq \frac{h}{2} = 2.0cm$$

On adopte un espacement de **15cm** en zone courante.

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right).$$

$$S_t = \min(10; 16.8) = 10cm$$

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale sur une longueur de

$$l = 2 \times h = 80cm.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 < 3.14cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5.2.3 Vérifications

5.2.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Poutres	Vu (MN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Principales	0.278	2.43	3.32	Vérifiée
Secondaires	0.199	1.7	3.25	Vérifiée

Tableau 5-10. Vérification des contraintes tangentielles

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

5.2.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$M_u^a (\text{MN.m})$	Ap riv	Ap inter
principales	17.81	0.180	7.99	-7.13
secondaires	6.03	0.176	5.46	-9.07

Tableau 5-11 Vérification au cisaillement.

5.2.3.3 Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de **1.25**.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

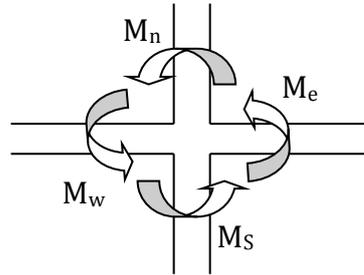


Figure 5-9 Schéma de la Zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1- Des dimensions de la section du béton.
- 2- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	60*60	54	30.91	580.86
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55*60	54	28.09	527.86
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	55*55	49,5	25.76	443.74
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50*55	49,5	23.41	403.26
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	50*50	45	20.60	322.59
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	45*50	45	18.47	289.24
12 ^{ème} étage	40*40	36	13.57	170.00

Tableau 5-12 Moments résistants dans les poteaux.

b) Détermination des moments résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Niveau	A adoptée (cm ²)	Me (KN.m)	Mw (KN.cm)
RDC ,	17,81	223,123	223,123
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	17,81	223,123	223,123
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	17,81	223,123	223,123
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	17,81	223,123	223,123
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	17,81	223,123	223,123
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	17,81	223,123	223,123
11 ^{ème} étage	8.39	105,109	105,109

Tableau 5-13. Moments résistants dans les poutres

c) Vérification des zones nodales :

Mn+Ms	1.25*(Me+Mw)	observations
1161.72	557.80	vérifiée
1055.72	557.80	vérifiée
887.48	557.80	vérifiée
806.52	557.80	vérifiée
645.18	557.80	vérifiée
578.48	557.80	vérifiée
340.00	262,77	vérifiée

Tableau 5-14. Vérification des zones nodales

5.2.3.4 Vérification à l'ELS:

- L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- État limite de compression du béton :

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

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

Calcule de y :

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

Calcule de I :

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I(m4)	Y(m)	σ_{bc}	Vérification
Principales	appui	62.329	0.00163	0.185	7.07	vérifiée
	travée	47.138		0.147	4.25	vérifiée
Secondaires	appui	41.695	0.0014	0.005	1.48	vérifiée
	travée	40.751		0.005	1.45	vérifiée

Tableau 5-15 Vérification de l'état limite de compression du béton.

- Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{M}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande

$$(1) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 47.13 \text{ KN.m}$$

$$G = 19.66 \text{ KN/m} ; Q = 5.67 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 19.65 + 3 = 22.66 \text{ KN/m}$$

$q_u = G + Q = 22.66 + 5.67 = 28.33 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28.33 \times 4.4^2}{8} = 68.55 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{47.13}{10 \times 68.55} = 0.06 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.38} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e}$$

= 0.06 condition vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.2.4 Schéma de ferrailage des poutres

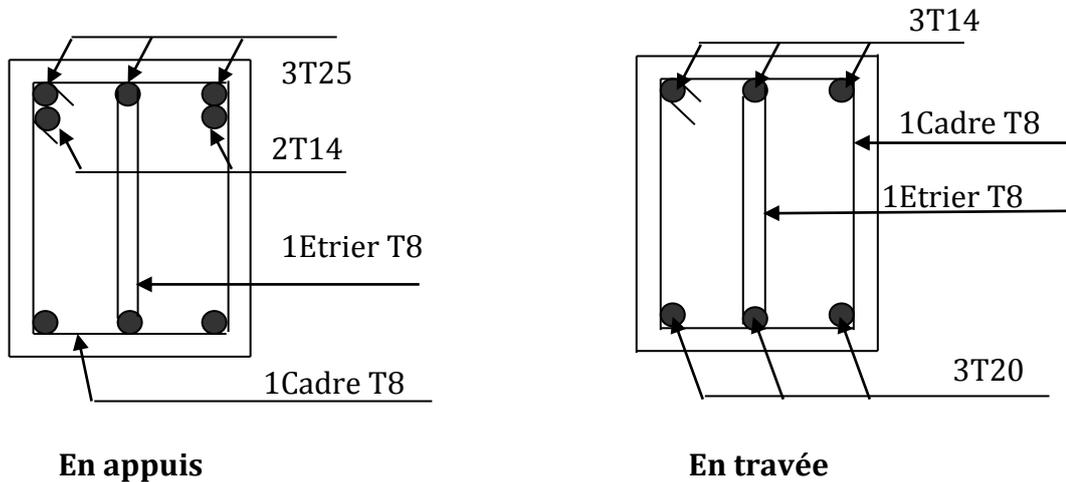


Figure 5-10 Poutres principales de RDC et étages courants.

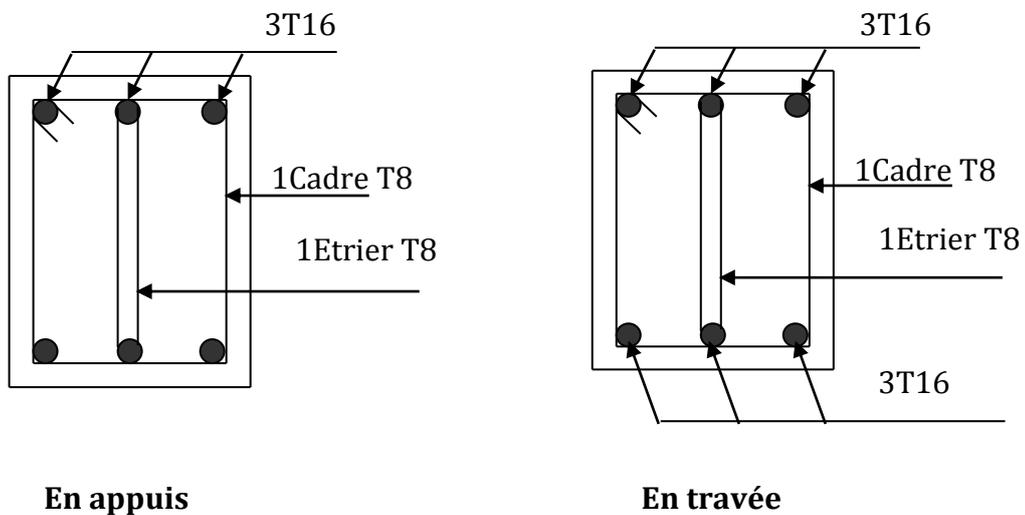


Figure 5-11 Poutres secondaires de RDC et étages courants.

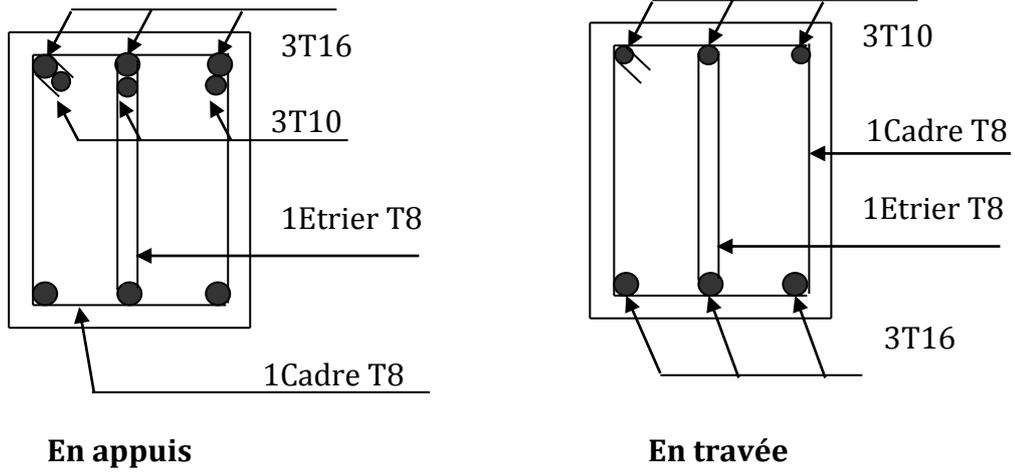


Figure 5-12 Poutres principales de la terrasse.

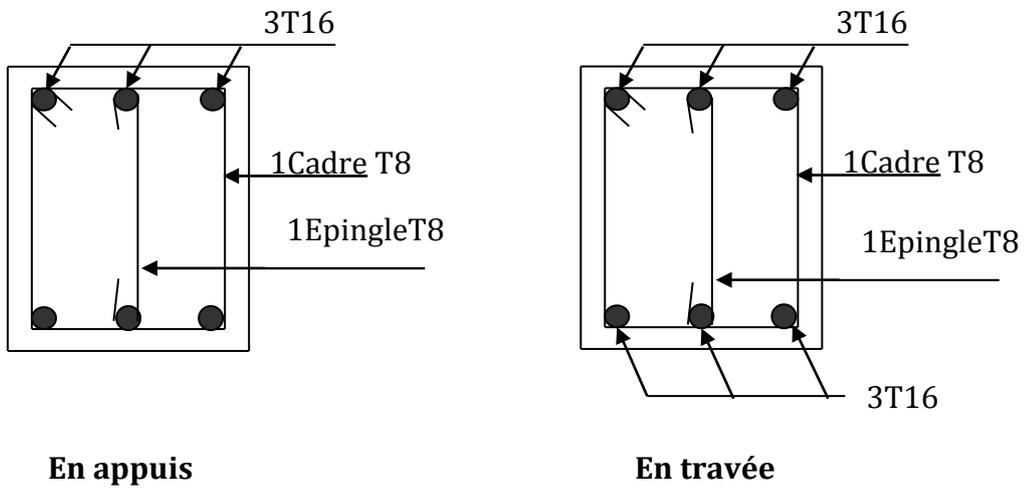


Figure 5-13 Poutres secondaires de la terrasse.

5.3 Etude des voiles :

Introduction :

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux) [6].

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion ;
- Flexion par effort tranchant ;
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

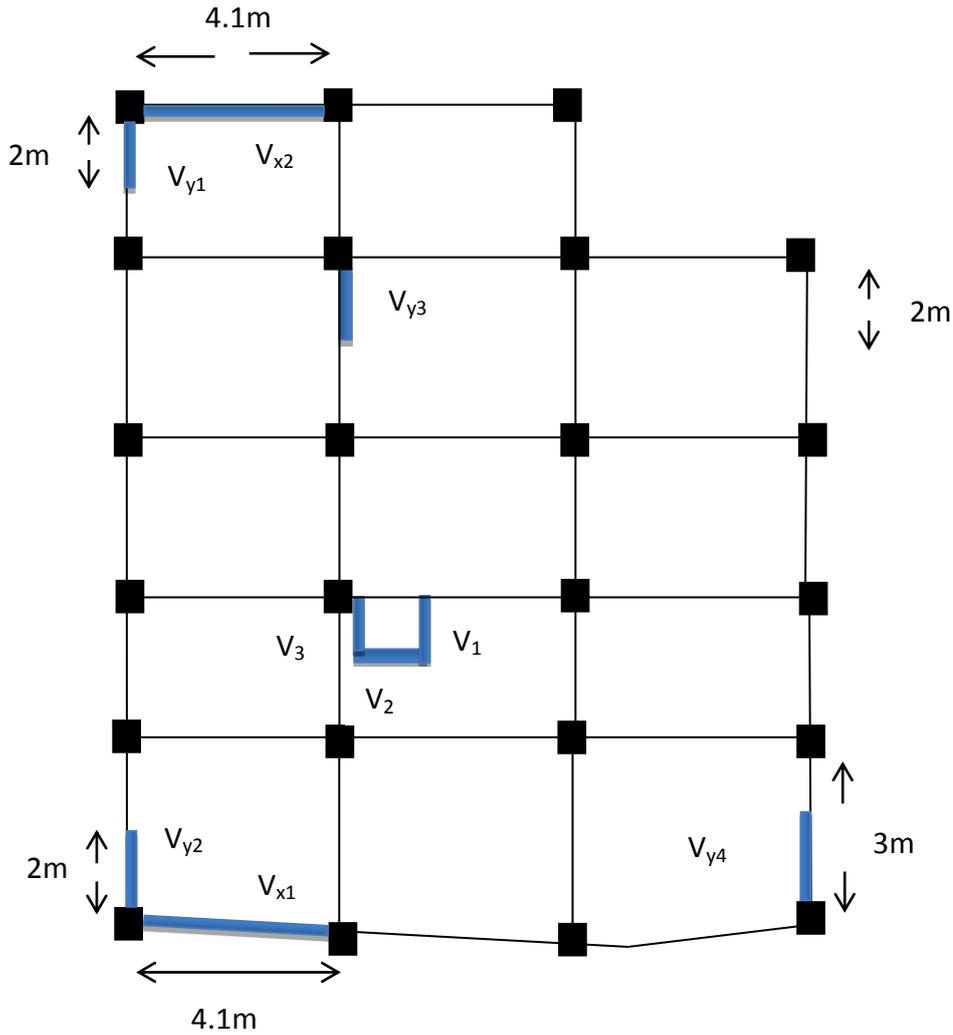


Figure 5-14 Shéma de disposition des voiles

5.3.1 Recommandation du RPA 99/03

5.3.1.1 Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$) ;

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile ;
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

5.3.1.2 Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$;
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

5.3.1.3 Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

5.3.2 Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times h)$.

b) Armatures horizontales :

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

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.

- A_v^{adp} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée pour 1m linéaire.

Selon le sens X-X

1) Voiles V_{x1} :

L=4.1m ; B=0.15m ; h=3.91m		L=4.1m ; B=0.15m ; h=2.89m		
Niveau	RDC, 1,2, ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10,11 ^{ème} étage
M (KN.m)	1930.01	1145.29	544.18	414.45
N (KN)	350.57	256.95	90.14	12.21
V(KN)	1160.06	332.24	313.14	37.20
τ (MPa)	2.93	0.84	0.84	0.94
A_v^{cal} / face (cm ²)	19.64	12.28	5.42	4.82
A_v^{min} (cm ²)	9.22	9.22	9.22	9.22
A_v^{adp} / face (cm ²)	21.36	13.56	11.30	11.30
N _{barre}	8T12+8T14	12T12	10T12	10T12
S _t (cm)	20	25	25	25
A_h^{cal} / face (cm ²)	1.55	1.43	1.26	1.02
A_h^{min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
A_h^{adp} / face (cm ²)	9.48	6.78	6.78	6.78
N _{barre}	12T10	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-16 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{x1} .

2) Voiles V_{x2} :

L=4.1m ; B=0.15m ; h=3.91m		L=4.1m ; B=0.15m ; h=2.89m		
Niveau	RDC, 1,2 étages	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10 ^{ème} étage
M (KN.m)	1274.57	507.27	369.69	131.93
N (KN)	524.23	282.32	69.82	42.74
V(KN)	302.42	294.50	194.72	178.75
τ (MPa)	0.76	0.745	0.492	0.492
A_v^{cal} / face	16.74	7.61	3.79	1.58

(cm ²)				
A_v^{\min} (cm ²)	9.22	9.22	9.22	9.22
A_v^{adp} / face (cm ²)	16.84	11.30	11.30	11.30
N _{barre}	8T14+4T12	10T12	10T12	10T12
S _t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} / face (cm ²)	4.21	1.9	0.94	0.39
A_h^{\min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
A_h^{adp} / face (cm ²)	10.17	6.78	6.78	6.78
N _{barre}	9T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-17 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{x2}.**Selon le sens Y-Y****3) Voiles V_{y1} :**

L=2m ; B=0.15m ; h=3.91m	L=2m ; B=0.15m ; h=2.89m			
Niveau	RDC, 1,2 étages	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10,11 ^{ém} étage
M (KN.m)	536.03	359.54	135.71	5.90
N (KN)	1290.67	773.18	369.05	177.17
V(KN)	869.39	486.80	215.76	78.02
τ (MPa)	4.507	2.52	1.118	0.405
A_v^{cal} / face (cm ²)	12.29	15.85	6.98	2.67
A_v^{\min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} / face (cm ²)	12.32	17.28	9.24	6.16
N _{barre}	8T14	6T14+4T1 6	6T14	4T14
S _t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} / face (cm ²)	6.35	3.96	1.74	0.67
A_h^{\min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
A_h^{adp} / face (cm ²)	10.17	6.78	6.78	6.78
N _{barre}	9T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-18 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y1}.

4) Voiles V_{y2} :

L=2m ; B=0.15m ; h=3.91m		L=2m ; B=0.15m ; h=2.89m		
Niveau	RDC, 1,2 ^e étage	3, 4,5 ^e étage	6, 7,8 ^e étage	9,10,11 ^e étage
M (KN.m)	648.30	589.76	551.73	524.94
N (KN)	1274.22	170.23	117.24	1.80
V(KN)	848.56	869.06	175.02	130.49
τ (MPa)	4.4	4.506	0.908	0.677
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)	13.24	11.74	10.45	8.73
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adp} / face$ (cm ²)	13.57	12.32	12.32	9.04
N _{barre}	12T12	8T14	8T14	8T12
S _t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal} / face$ (cm ²)	6.92	3.08	3.08	3.08
A_h^{min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
$A_h^{adp} / face$ (cm ²)	10.17	6.78	6.78	6.78
N _{barre}	9T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-19 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y2} .5) Voiles V_{y3} :

L=2m ; B=0.15m ; h=3.91m		L=2m ; B=0.15m ; h=2.89m		
Niveau	RDC, 1,2 étages	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10,11 ^{ém} étage
M (KN.m)	64.22	35.38	25	215.35
N(KN)	569.89	213.66	65.57	63.97
V(KN)	465.29	365.82	231.07	112.58
τ (MPa)	2.413	1,89	1.198	0.584
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)	9.58	3,83	1.26	4.31
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adp} / face$ (cm ²)	10.68	6.32	6.32	6.32
N _{barre}	4T14+4T12	8T10	8T10	8T10
S _t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal} / face$	2.67	1.58	1.58	1.58

(cm ²)				
A_h^{\min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
A_h^{adp} / face (cm ²)	10.17	6.78	6.78	6.78
N barre	9T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-20 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y3}6) voiles V_{y4}

	L=3m ; B=0.15m ; h=3.91m	L=3m ; B=0.15m ; h=2.89m		
Niveau	RDC, 1,2 étages	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10,11 ^{ém} Etage
M (KN.m)	1172.05	631.95	441.27	147.83
N(KN)	2060.54	532.19	143.78	178.22
V(KN)	190.45	385.69	196.02	133.17
τ (MPa)	0.658	1.333	0.678	0.460
A_v^{cal} / face (cm ²)	15.64	13.65	6.59	3.89
A_v^{\min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v^{adp} / face (cm ²)	15.83	13.78	7.90	7.90
N _{barre}	14T12	8T12+6T1 0	10T10	10T10
S _t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} / face (cm ²)	9.79	3.41	1.64	0.97
A_h^{\min} (cm ²)	8.8	6.5	6.5	6.5
A_h^{adp} / face (cm ²)	10.17	6.78	6.78	6.78
N _{barre}	9T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5-21 Résumé des résultats de ferrailage du voile V_{y4}.**Cas particulier :**

Le voile au niveau de la cage d'ascenseur (V1, V2 et V3) ne contribue presque pas dans le contreventement, alors son ferrailage est calculé avec les sollicitations données dans le tableau suivant sur toute la hauteur du bâtiment :

M KN.m	N KN	A_v^{cal} cm ²	A_v^{min} cm ²	A_v^{opt} cm ²	A_{opt} cm ²	S_v cm ²	A_h^{cal} cm ²	A_h^{opt} cm ²	S_h cm ²
147.8 3	178.2 2	3.89	6.75	4T10+10 T8=8.16	2T8=1.1	20	0.97	2T8	20

Tableau 5-22 ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur V_1, V_2 et V_3

5.3.3 Vérification à l'effort tranchant

Selon l'article 7.7.2. du RPA 99

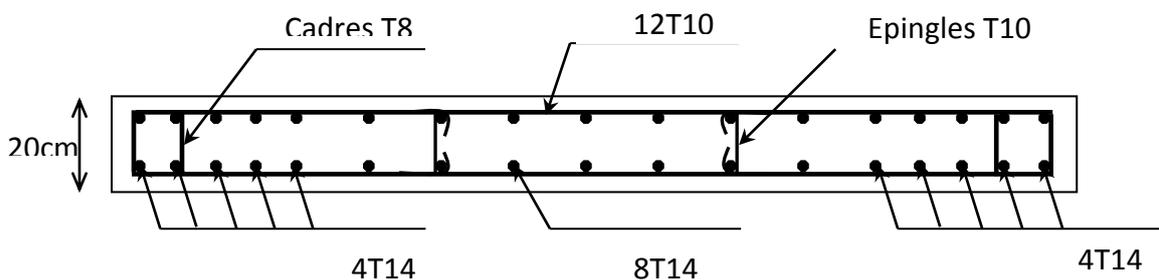
$$\tau_{adm} = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 : épaisseur du voile et d : hauteur utile.

τ : inclus dans les tableaux précédents $\Rightarrow \tau < \tau_{adm}$... la condition est vérifiée

5.3.4 Exemples de schémas de ferrailage (Voile V_{X1})

Figure 5-15 Schéma de ferrailage du voile V_{X1} (RDC)

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 11) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

6 Chapitre 6

ETUDES DES FONDATIONS

INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

6.1 Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.5bars.

6.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G+Q\pm E$
- 2) $0.8\times G\pm E$

6.3 Etude des fondations

6.3.1 Les semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle ;

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

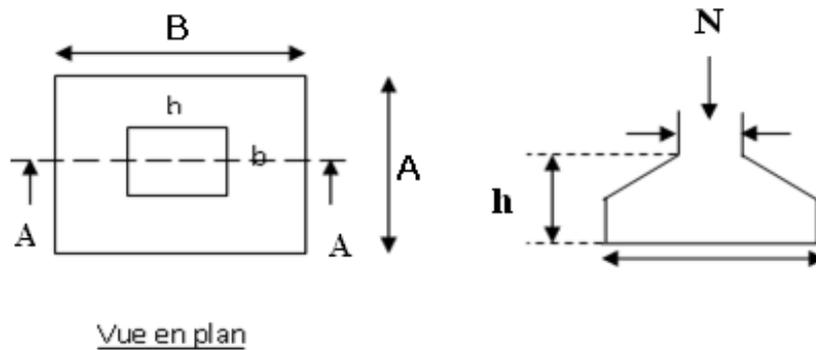


Figure 6-1 Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($b \times h$), donc $S = b \times h$

$$N = 2875.152 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteau homothétique :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \Rightarrow A = \frac{b}{h} B \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1)

$$\frac{b}{h} B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h \times N}{b \times \overline{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{600 \times 4234.09 \times 10^3}{600 \times 0.15}} \Rightarrow B \geq 5.3 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens $x-x'$ varie entre 4.1m et 4.4m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.3.2 Les semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

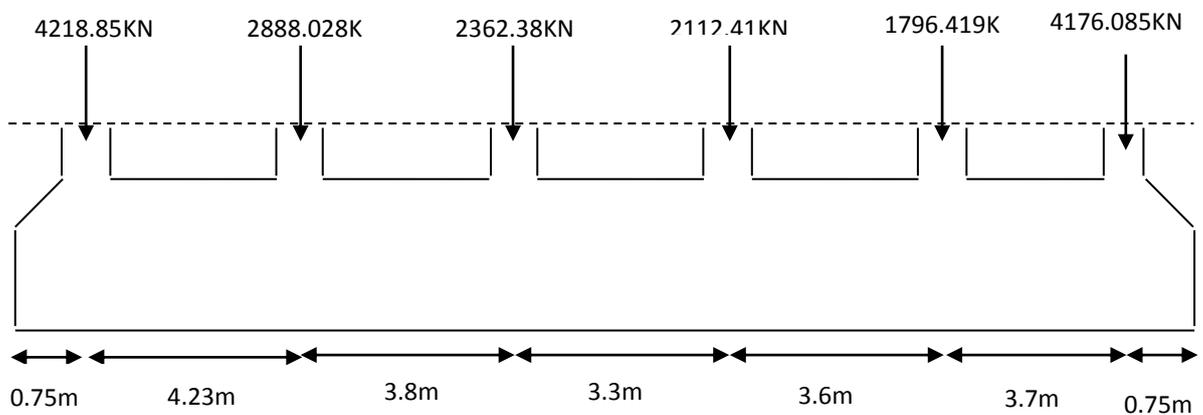


Figure 6-2 Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 4176.085 \text{ KN}$, $N_2 = 1796.419 \text{ KN}$, $N_3 = 2112.41 \text{ KN}$, $N_4 = 2362.384 \text{ KN}$
 $N_5 = 2888,028 \text{ KN}$, $N_6 = 4218,857 \text{ KN}$.

$$\sum N_i = 17554.183 \text{ KN}.$$

$$N_s = 6 \times 200 \Rightarrow N_s = 1200 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 18754.183 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{18754.183}{150 \times 18.63} = 6.71 \text{ m}$$

Vue la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

6.3.3 Le Radier général

6.3.3.1 Définition :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol ;
- Charges transmises au sol sont importantes ;
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures

6.3.3.2 Pré dimensionnement

1) La Condition de coffrage

$L_{\max} = 4.4$ m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

• Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} \Rightarrow h_t \geq 44\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 50\text{cm}$$

• Dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} \Rightarrow h_r \geq 22\text{cm}. \text{ on prend } h_r = 30\text{cm}.$$

2) Vérification de condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique ;

E: Module de Young ;

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml ;

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$\text{On a } \begin{cases} ht = 50 \text{ cm} \\ I = 0.010 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.40 \text{ m} \\ L_{\max} = 4.4 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \times Le = 3.77 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Non vérifie}$$

On redimensionne les nervures avec $ht = 65 \text{ cm}$

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 65 \text{ cm} \\ I = 0.022 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.92 \text{ m} \\ L_{\max} = 4.4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 4.59 \text{ m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifie}$$

Donc on opte pour **ht=65cm**

- **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{33991.465}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 226.609 \text{ m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de SAP2000.

La surface du bâtiment :

$$S_{bat} = 231.70 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow \text{Le radier sans débord}$$

On opte :

$$S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 231.7 \text{ m}^2$$

3) Vérifications nécessaires

a. Vérification au poinçonnement

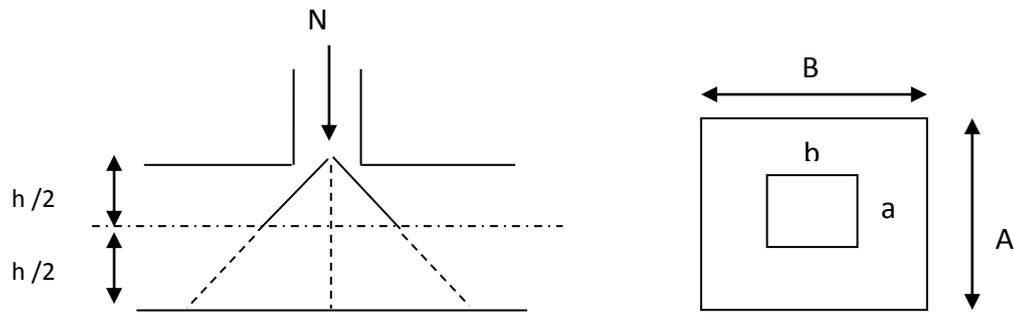


Figure 6-3 Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq 0.045 \times U_c \times ht \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

ht : hauteur de radier.

$ht = 65\text{cm}$.

$$U_c = (a + b + 2 \times h_{it}) \times 3 \Rightarrow U_c = 3 \times (0.60 + 0.60 + 2 \times 0.65) \Rightarrow U_c = 7.5\text{m}.$$

$$Nu = 4234.09\text{KN} < 0.045 \times 7.5 \times 0.65 \times (25/1.5) = 3656.25\text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$

$$V_u = \frac{N \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow V_u = \frac{33991.465 \times 4.4 \times 1}{2 \times 231.7} = 322.75\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{322.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.19\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme SOCOTEC on a :

$$I_y = 13069.3817 \text{m}^4, Y_G = 8.22 \text{m.}$$

$$I_x = 15702.5301 \text{m}^4, X_G = 6.28 \text{m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 33991.465 + 25 \times 0.30 \times 247.983 \Rightarrow N' = 35851.337 \text{KN}$$

$$\text{Avec : } P_{pp} = \gamma_b \times h_r \times S_{rad} = 1859.87 \text{KN} ; \text{ le poids propre de radier}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X :

$$N' = 35851.337 \text{KN et } M_x = 26061,3551$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.158 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1512 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 0.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Non..vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$N' = 35851.337 \text{KN}; \quad M_y = 25224.985 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.156 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.132 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.151 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s$$

$$= 0.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

D'où il faut augmentée la surface du radier, donc un débord est nécessaire

On a la surface du radier est $S_{bat} = 247.983 \text{m}^2$.

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{cm}\right) \text{ On prend } D = 35 \text{cm et } P_{\text{périmètre}} = 64.06 \text{m}$$

Avec :

D : Débord et P est le périmètre de la structure.

$$S_{rad} = S_{bât} + D \times P = 247.983 + 0.35 \times 64.06 = 270.40 m^2.$$

D'où :

Dans le sens x-x :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.14 MPa < \bar{\sigma}_s = 0.15 MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

Dans le sens y-y :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.13 MPa < \bar{\sigma}_s = 0.15 MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

d. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{26061.355}{36019.465} \Rightarrow e = 0.72 m < \frac{13.10}{4} = 3.27 m \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Dans le sens Y-Y : } e = \frac{25224.985}{36019.465} \Rightarrow e = 0.70 m < \frac{18.93}{4} = 4.73 m \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 33991.465 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 270.40 m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve :

$$N = 36019.465 \geq 1.5 \times 2 \times 270.4 \times 10 = 8112 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis de l'arrivé de l'eau.

4) Le Ferrailage

La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.23m; \quad L_y = 4.4m$$

a. Calcul des sollicitations

- L'E.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{36019.465}{270.40} \Rightarrow q_u = 133.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{35884.06}{270.40} = 132.70 \text{ KN/m}^2.$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.96 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 103.4 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 94.01 \text{ KNm}$$

En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 77.55 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 70.50 \text{ KNm}$$

En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 51.7 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 47.0 \text{ KNm}$$

- L'E.L.S

$$\rho = 0.96. \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 121.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 114.28 \text{ KNm}$$

En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 91.32 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 85.71 \text{ KNm}$$

En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 60.88 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 57.14 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

b. Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400$ $\rho_0 = 0.0008 \text{ cm}$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $\rho = 0.96$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 2.44 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

		M (KNm)	A_{calc} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²/ml)	S_t (cm)
Sens x-x	Travée	77.19	8.4	2.44	6T14=9.24	20
	Appui	51.46	5.6	2.44	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	70.77	7.9	2.4	4T16=8.04	20
	Appui	46.78	5.22	2.4	5T12=5.65	20

Tableau 6-1 Résumé des résultats de ferrailage de radier .

- Calcul a l'É.L.U**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 197.33 \text{ KN} \\ V_x = \frac{q_u \times l_y}{3} \Rightarrow V_x = 187.81 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 197.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{197.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.73 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Calcul de y :

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

Calcul de I :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moment	Valeur (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	77.19	9.24	7.3	66756.50	9.98	404	Non vérifiée
	M_a	51.46	5.65	5.97	44574.15	8.15	430	Non vérifiée
y-y	M_t	70.17	8.04	6.95	59671.58	9.98	431	Non vérifiée
	M_a	46.78	5.65	5.97	44574.15	7.65	410	Non vérifiée

Tableau 6-2 vérification des contraintes de radier

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x' et dans le sens y-y' n'est pas vérifiée,

Donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	M _{mts}	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _{adop} (cm ²)	Choix	St (cm)
x-x	M _t	77.19	9.98	204.77	15	240	15.71	5T20	20
	M _a	51.46	8.15	209.50	15	240	10.05	5T16	20
y-y	M _t	70.17	9.98	230.39	15	240	12.57	4T20	20
	M _a	46.78	7.65	153.59	15	240	12.57	4T20	20

Tableau 6-3 vérification des contraintes de radier.

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- Espacement des armatures

Armatures // L_x: $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y: $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

6.3.3.3 Schéma de ferrailage :

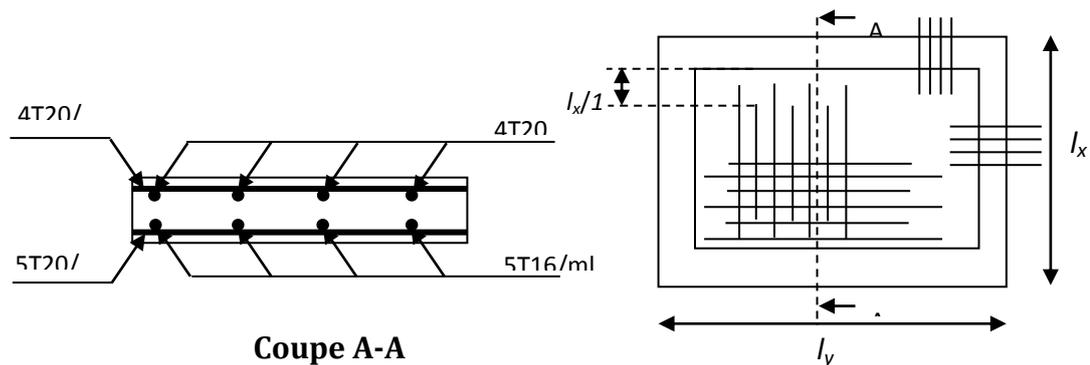


Figure 6-4 Schéma de ferrailage du radier

6.4 Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console de 35cm de largeur

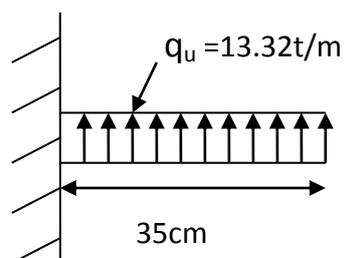


Figure 6-5 Répartition des contraintes sur le débord

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 13.32 \times \frac{0.35^2}{2} = 0.815 t.m$$

$$A = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$A < A_{min}$ ce n'est pas vérifiée

Alors on adopte $A = A_{min} = 3.62 \text{ cm}^2$

Soit : **4T12/ml = 4.52 cm²**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sachant que : } V_u = q_u \times L = 13.32 \times 0.35 = 4.66 t$$

$$\tau_u = \frac{0.0466}{1 \times 0.35} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **Vérification à L'ELS :**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$M_{ser} (t.m)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
0.81	1	15	63.82	240

Tableau 6-4 Résumé des résultats

6.5 Calcul des nervures

6.5.1 Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0.96$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

6.5.1.1 Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

6.5.1.2 Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 132.2 \text{ KN/m}$$

- Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

- Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l}); \quad M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2}(1 - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

a. Sens longitudinal (x-x)

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}; \quad P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}; \quad P = P_1 + P'_1.$$

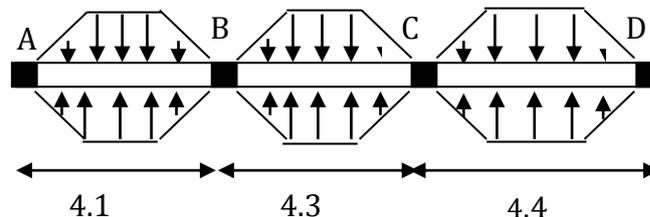


Figure 6-6 Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt(KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.1	4.1	187.75	41.66	212.47	2.36	72.17
B-C	4.3	3.44	196.91	212.47	267.72	2.24	57.66
C-D	4.4	4.4	201.49	267.72	47.98	1.99	49.95

Tableau 6-5 Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (x-x').

b. Sens transversal (y-y)

$$P_2 = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_y}{2}; P_2' = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_y}{2}; P_1 = \dots; P_2'$$

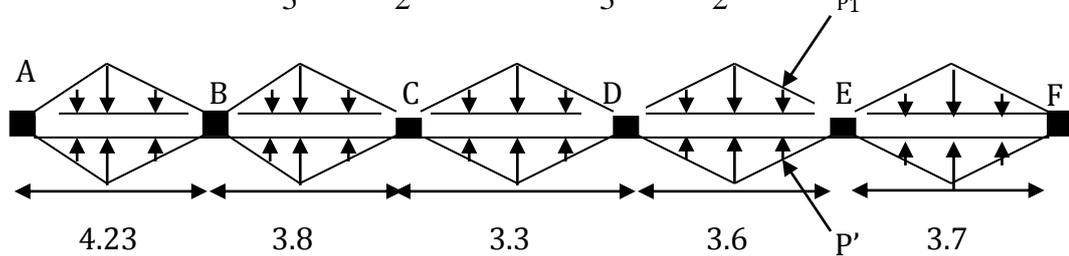


Figure 6-7.Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt(KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.23	4.23	186.40	44.35	304.43	2.58	66.46
B-C	3.8	3.04	167.45	304.43	152.86	1.59	179
C-D	3.3	2.64	145.42	152.86	137.79	1.61	80.6
D-E	3.6	2.88	158.64	137.79	215.41	1.96	55.67
E-F	3.7	3.7	163.04	215.41	33.93	1.48	95.86

Tableau 6-6 Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(y-y')

- Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple.

h=65cm ; h₀=30cm ; b₀=60cm ; d=60cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{423}{10}; \frac{440}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(42.3; 220)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 150 \text{ cm}$$

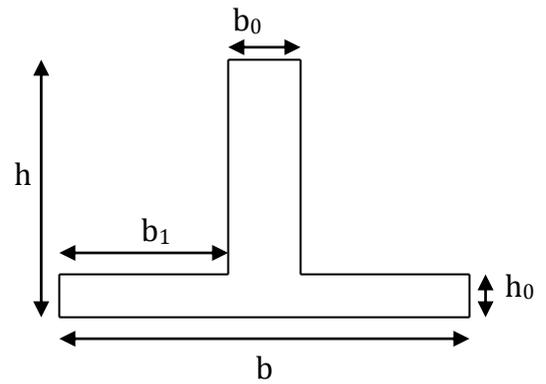


Figure 6-8 Section à ferrailer

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	72.17	03.45	10.86	6T16=12.06
	Appui	267.72	12.83	10.86	2T25+2T14=12.90
Y-Y	Travée	179	8.58	10.86	6T16=12.06
	Appui	304.43	14.60	10.86	3T20+3T16=15.45

Tableau 6-7 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 398.05 \text{ KN.} \quad ; \quad V_y = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 307.85 \text{ KN}$$

$$V = \max(V_x, V_y) = 398.05 \text{ KN} \quad ; \quad \tau = \frac{V}{b \times d} = 0.44 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

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

• **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

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

Calcul de I :

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

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

Sens	M ^{mts}	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	72.17	10.82	462872.3	1.68	115.02	Vérifiée
	M_a	267.72	11.22	488680.36	6.13	400.85	Non vérifiée
y-y	M_t	179	10.82	462872.3	4.18	285.28	Non vérifiée
	M_a	304.43	12.15	566567.98	6.5	385.66	Non vérifiée

Tableau 6-8 Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M ^{mts}	Valeur (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _{adop} (cm ²)	Choix	Observation
x-x	M_t	72.17	1.68	115.02	15	240	12.06	6T16	vérifiée
	M_a	267.72	4.84	217.51	15	240	25.13	8T20	vérifiée
y-y	M_t	179	3.57	188.97	15	240	18.84	6T20	vérifiée
	M_a	304.43	5.09	197.99	15	240	32.20	4T25+4T20	vérifiée

Tableau 6-9 Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton

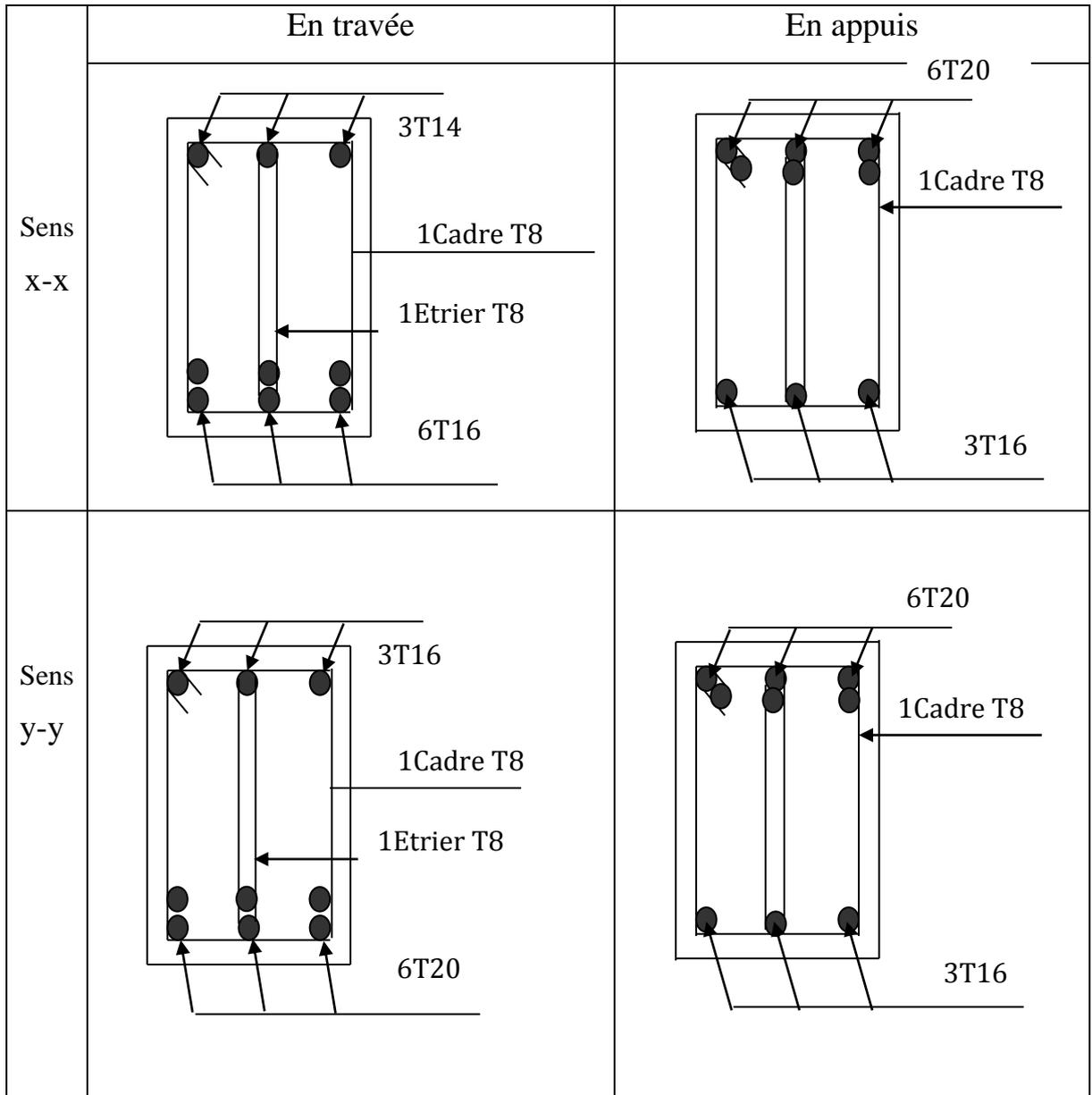
On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(1.85; 6; 2.5) = 18.5 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(16.25; 12; 16) = 10\text{cm}$$



- **Schéma de ferrailage des nervures**

Figure 6-9 Ferrailage des nervures de fondation.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures ; $(bxh) = (60 \times 65) \text{ cm}^2$.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence 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 un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite u
 $\times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de
dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.8$

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	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33