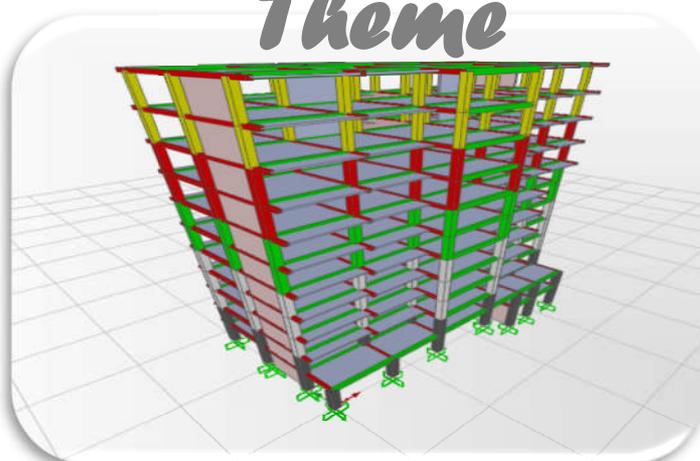


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vu d'obtention du Diplôme master deux en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème



Etude d'un bâtiment R+10+Sous sol a usage
d'habitation et commercial contreventé par
un système mixte (voile+portique)

Réalisé par :

✚ Mr. ALIOUANE Nabil

✚ Mr. HAROUNE Riad

Encadré par : Mme SEGHIR

Devant le jury compose de :

Mme LAOUBI

Mme HAMOUCHE

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études et de notre vie.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^r LAICHAOUI pour nous avoir aidés et guidés dans ce travail.

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

Et enfin on tient à remercier tous ceux qui ont participés de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui
m'ont toujours épaulé, soutenu, et guidé durant
toute ma vie.

A ma fiancée pour son soutien et sa sagesse, ainsi
qu'à toute sa famille.

A mes sœurs bien aimées.

A tout mes amis et mes copains de chambre que je
ne pourrais jamais mentionner sur une seule page
et qui se reconnaîtront.

A mon binôme ainsi qu'à ses amis.

Ayache

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents <<MERE, PERE et GRAND-MERE>> qui m'ont toujours épaulé, soutenu, et guidé durant toute ma vie.

A mes frères DADA HMIMI et sa famille ; SAID

A mes sœurs bien aimées SAMIA, SOUHILA, et SOUAD.

A mes cousins EL FATAL et sa famille surtout BISSAM et
NADJIM

A tous mes amis MOUHAD, MOUHAND, SOFIANE , ALI,
MOURAD, FERHAT, AZZAM, BADAOUI, KARIM, KARIM,
CHRIF, KHALI, BILLAL BOURDJAH, HAMZA, WALID,
NASSIM, KAMAL, AYAD, NABIL, RIAD, HAMMOU,
CHAFIK, ABDENNOUR et autres...

Je tiens à

YASSMINA, SOUHILA "M", SABAH, DJAMILA, LILA,
LAMO, BIBA, HANNAN.

A mon binôme AYACHE ainsi qu'à toute sa famille.

HALIM

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I Généralités.....	2
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. Presentation de l'ouvrage	2
I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES.....	3
I.4. ETATS LIMITES.....	3
I.4.1. Etats limites ultimes (ELU).....	3
I.4.2. Etats limites service (ELS).....	3
I.5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	4
I.5.1. Les actions.....	4
I.5.2. Valeurs de calcul des actions	4
I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	6
I.6.1. Le béton.....	6
I.6.1.1. Les constituants du béton	6
I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton	6
I.6.1.3. Les contraintes limites du béton	9
I.6.2. L'acier	10
I.6.2.1. Principales armatures utilisées	11
I.7. HYPOTHESES DE CALCUL.....	12
I.8. Conclusion.....	14
Chapitre II Prédimensionnement des éléments	15
II.1. Introduction	15
II.2. Prédimensionnement.....	15
II.2.1. Plancher à corps creux.....	15
II.2.2. Les poutrelles	16
II.2.3. Les dalles pleines	17
II.2.4. Différents types de dalle pleines	18
II.2.5. Les escaliers	18

II.2.6. L'acrotère.....	22
II.2.7. Le garde-corps.....	24
II.2.8. Les voiles	24
II.2.9. Les poutres	25
II.2.10. Les poteaux	26
II.3. Evaluation des charges et surcharges	27
II.4. Descente de charges :	32
II.5. vérification des poteaux :	40
II.6. Conclusion.....	42
Chapitre III Etudes des éléments secondaires.....	43
III.1. Calcul des planchers	43
III.1.1. Etude des poutrelles	43
1. Methode de calcul des sollicitations	44
2. Les differents types de poutrelles	44
3. Calcul des charges revenant aux poutrelles	45
4. Exemple illustratif.....	46
5. Ferrailage.....	53
6. Vérifications.....	55
III.1.2. Planchers à dalles pleines.....	64
III.1.2.1. Dalles sur un seul appui.....	64
III.1.2.2. Dalles sur deux appuis.....	66
III.1.2.3. Dalles sur trois appuis.....	68
III.1.3. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	72
III.2. ETUDE DE L'ACROTERE	79
III.2.1. Hypothèse de calcul.....	79
III.2.2. Calcul des sollicitations	80
III.2.3. Ferrailage	82
III.2.4. Schéma de Ferrailage	85
III.3. Etude des escaliers.....	85
III.3.1. Etage courant, et RDC : (type 1).....	85
III.3.1.1. Ferrailage des escaliers	89

III.3.1.2. Verification de la section a l'ELS	91
III.3.1.3. Etat limite de compression du beton.....	93
III.3.2. Escalier : (type 2)	94
III.3.2.1. Ferrailage des escaliers.....	96
III.3.2.2. Vérification de la section à l'ELS.....	99
III.3.3. Etude du palier de repos	101
III.3.4. Schéma de ferrailage des deux types d'escaliers.....	106
IV. Etude de la poutre palière.....	106
Chapitre IV Calcul dynamique.....	111
IV.1. Introduction.....	111
IV.2. Méthode de calcul	111
IV.2.1. Méthode statique équivalente	111
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	115
IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme	116
IV.2.4. Exigence du RPA99 pour les système mixtes.....	116
IV.2.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	117
IV.2.5.1. Disposition des voiles de contreventement.....	117
IV.2.5.2. Résultats et discussions	119
IV.3. Conclusion	126
Chapitre V Calcul des éléments principaux.....	127
V. Introduction	127
V.1. Etude des poteaux.....	127
V.1.1. Les recommandation de RPA99/2003	127
V.1.2.Ferrailage	129
V.1.3.Verification au flambement	130
V.1.4. Verification des contraintes	131
V.1.5. Verifcation des sollicitations tangentes	132
V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux	133
V.2. les poutres	135
V.2.1. Les recommandation de RPA99/V2003	135
V.2.2.recommandation de BAEL.....	136

V.2.3.ferraillage des poutres	136
V.2.4. Verification a L'ELU.....	140
V.2.4.1. Condition de non fragilité	140
V.2.4.2. contrainte tangentielle maximale.....	140
V.2.5. verification a l'ELS	140
V.2.5.1. Etat limite d'ouverture des fissures.....	140
V.2.5.2. Etat limite de compression du béton.....	140
V.2.5.3. Etat limite de déformation	140
V.2.6. Verification a L'ELS	141
V.2.7. Schéma de ferraillage des poutres.....	141
V.3. Etudes des voiles	143
V.3.1. Définition	143
V.3.2. Recommandation du RPA99.....	144
V.3.3. La disposition des voiles	145
V.3.4. Le ferraillage	145
V.3.5. Tableau de verification de l'effort tranchant	150
V.3.6. Exemple de schéma de ferraillage (au RDC).....	151
Chapitre VI Calcul de l'infrastructure	152
VI.1. Introduction.....	152
VI.2. Choix de type des fondations	152
VI.3. Combinaisons d'action a considérer.....	152
VI.4. Etudes des fondations	152
Conclusion générale.....	169
Bibliographie	
Annexes	

Liste des Figures

Chapitre I :

Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)	9
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton	10
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier	11
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites (ELU).....	13

Chapitre II :

Figure II.1 : Plancher à corps creux	15
Figure II.2 : Sens de disposition des poutrelles	16
Figure II.3: Schéma d'une section en T _e	16
Figure II.4 : Détail d'un escalier.....	19
Figure II.5 : Coupe d'escalier de type 1	21
Figure II.6 : schéma statique de l'escalier.....	22
Figure II.7 : Schémas de l'acrotère.....	22
Figure II.8 : Garde-corps 3D.....	24
Figure II.9 : Coupe verticale d'un voile.....	24
Figure II.10 : Coupe transversale d'une poutre.....	25
Figure II.11 : Schéma d'un poteau et sa coupe.....	26
Figure II.12 : Schéma de l'ascenseur	31
Figure II.13 : Surface afférente du poteau P1	32
Figure II.14 : Schéma statique de descente de charge.....	34
Figure II.15 : surface afférente de poteau P2.....	36

Chapitre III :

Figure III.1: Schéma de la poutrelle.....	43
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 4	46

Figure III.3 : Schéma statique d'une poutre de plus de trois travées.....	47
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 7.....	50
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.....	63
Figure III.6 : Dalle sur 1 appui.....	64
Figure III.7: Schéma statique de la dalle.....	64
Figure III.8 : Schéma de ferrailage.....	65
Figure III.9 : Dalle sur deux appuis.....	66
Figure III.10 : Schéma statique de la dalle (console).....	66
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	68
Figure III.12 : Dalle sur 3 appuis.....	68
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	72
Figure III.14 : Dalle d'ascenseur.....	72
Figure III.15 : Schéma représentant la surface d'impacte.....	75
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
Figure III.17 : Schéma statique de l'acrotère.....	79
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	86
Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	88
Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	91
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	94
Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	95
Figure III.24 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	99
Figure III.25 : Schéma du palier de repos.....	101
Figure III.26 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	106
Figure III.27 : Schéma statique de la poutre palière.....	106
Figure III.28 : Section creuse équivalente.....	108
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	110

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Schéma de disposition des voiles	117
Figure IV.2 : Translation suivant l'axe x-x	118
Figure IV.3 : Translation suivant l'axe y-y	118
Figure IV.4 : Rotation	119
Figure IV.5 : Vue de la structure en 3D	122

Chapitre V :

Figure V.1 : Section d'un poteau	131
Figure V.2. Ferrailage poteau RDC et 1 ^{er}	133
Figure V.3. Ferrailage poteau 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	133
Figure V.4 : Ferrailage poteau 4 ^{ème} au 7 ^{ème}	134
Figure V.5 : Ferrailage poteau 8 ^{ème} au 10 ^{ème}	134
Figure V.6 : Disposition constructive des poutres	141
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales	144
Figure V.8 : Disposition des voiles	145
Figure V.9 : Section de ferrailage	145
Figure V.10 : Schéma exemple de ferrailage du voile Vx3 au RDC	151

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	153
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	153
Figure VI.3 : Schéma de rupture des dalles du radier	159
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de radier	163
Figure VI.5 : Schéma statique du débord	164

Figure VI.6 : <i>Schéma de ferrailage du débord</i>	164
Figure VI.7 : <i>Schémas statiques équivalents</i>	165
Figure VI.8 : <i>Coupe de la nervure</i>	166
Figure VI.9 : <i>Schéma de ferrailage de la nervure</i>	168

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	11
--	----

Chapitre II

Tableau II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	23
Tableau II.2: Evaluation des charges de garde-corps.....	24
Tableau II.3: Dimensions des voiles.....	25
Tableau II.4: Charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	27
Tableau II.5 : Charges sur le plancher étages courants.....	28
Tableau II.6 : Charges sur les dalles pleines.....	28
Tableau II.7 : Charges sur les paliers des escaliers.....	29
Tableau II.8 : Charges sur les volées.....	39
Tableau II.9 : Charges des murs extérieurs.....	30
Tableau II.10: Charges des murs intérieurs.....	30
Tableau II.11 : Caractéristiques de l'ascenseur.....	31
Tableau II.12 : Evaluation des charges de l'Ascenseur.....	32
Tableau II.13 : Les charges revenant au poteau central.....	34
Tableau II.14: Les charges revenant au poteau central.....	37
Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	40
Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux.....	41

Chapitre III

Tableau III.1 : Chargement sur les poutrelles.....	45
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	53
Tableau III.3 : Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.....	65
Tableau III.4 : Vérification des contraintes.....	65
Tableau III.5 : Calcul de la section d'acier.....	67
Tableau III.6 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	70
Tableau III.7 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	73
Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	64
Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	77
Tableau III.10 : Différentes combinaisons à utiliser.....	80
Tableau III.11 : Calcul des armatures principales.....	90
Tableau III.12 : Calcul des armatures principales.....	97
Tableau III.13 : Résultats de ferrailage du palier de repos.....	102
Tableau III.14 : Calcul d'armatures.....	107

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	112
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$	114

Tableau IV.3 : Spectre de réponse de calcul résumé des résultats.....	116
Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	119
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales.....	120
Tableau IV.6 : Vérification sous charges verticales.....	121
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	122
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit	123
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens X-X'	124
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'	124
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X'	125
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'	125

Chapitre V

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux	128
Tableau V.2 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	129
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux solidaires aux voiles.....	129
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	130
Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime.....	131
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	132
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes	133
Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres	137
Tableau V.9 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	139
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte limite de béton	140
Tableau V.11 : Vérification de l'utilité de la flèche.....	141
Tableau V.12 : Schéma de ferrailage des poutres du RDC et étage courant.....	142
Tableau V.13 : Schéma de ferrailage des poutres de terrasse	142
Tableau V.14 : Ferrailage de voile V_{x1}	147
Tableau V.15 : Ferrailage de voile V_{x2}	147
Tableau V.16 : Ferrailage de voile V_{y1}	148
Tableau V.17 : Ferrailage de voile V_{y2}	149
Tableau V.18 : Ferrailage de voile V_{y3}	150
Tableau V.19 Vérification de l'effort tranchant selon X-X'.....	150
Tableau V.20 Vérification de l'effort tranchant selon Y-Y'	151

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Section des armatures du radier	160
Tableau VI.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton	162
Tableau VI.3 : Les nouveaux résultats de la vérification de l'état limite de compression du béton.....	162
Tableau VI.4 : Le ferrailage du débord	164
Tableau VI.5 : Sollicitations maximales sur la nervure N1	166
Tableau VI.6 : Ferrailage de la nervure N1	167
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes	167

INTRODUCTION

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations n'est pas protégée contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel 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, son 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 par la société civile professionnelle d'architecture bureau d'études akham, porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+sous-sol), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul du BAEL en chapitre I, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1. INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+10 avec s-sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces). Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2B, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage sera implanté à Bejaia (Ibachirene), une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon *le RPA 99 version 2003*. Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation.

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Largeur en plan $L_y = 16.34\text{m}$
- Longueur en plan $L_x = 28.5\text{m}$
- La hauteur de sous sol $h_{ss} = 4\text{m}$
- La hauteur de RDC $h_{RDC} = 3.06\text{m}$
- La hauteur d'étage courant $h_{ec} = 3.06\text{m}$
- La hauteur totale sans acrotère $H = 37.66\text{m}$
- La hauteur total avec l'acrotère $H_t = 38.26\text{m}$

Selon *le RPA99 version 2003* pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

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

▪ Caractéristiques du sol :

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol d'où les caractéristique est la suivante :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm}=2,00 \text{ bar}$
- La hauteur d'ancrage $D=2.20\text{m}$
- La nature de sol est marne schisteuses et conglomérats consolidés (ferme).

I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

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

I.4. ETATS LIMITES

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de son dépassement.

I.4.1. États limites ultimes (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime la résistance des matériaux et des aciers sont atteints. La sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.4.2. États limites de service (ELS)

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

I.5.1. Les actions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

▪ Les actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

▪ Les actions variables (Q)

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

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

▪ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

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

1.5.2. Valeurs de calcul des actions

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

a. Combinaison d'actions à l'ELU

▪ Situation durable ou transitoire

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

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

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

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

▪ Situations accidentelles

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

b. Combinaison d'action à l'ELS

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

I.6.1.1. Les constituants du béton

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influent la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton

- **Résistance à la compression f_{cj}**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression estimé en MPa. Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Ces valeurs sont définies par les formules suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art :A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

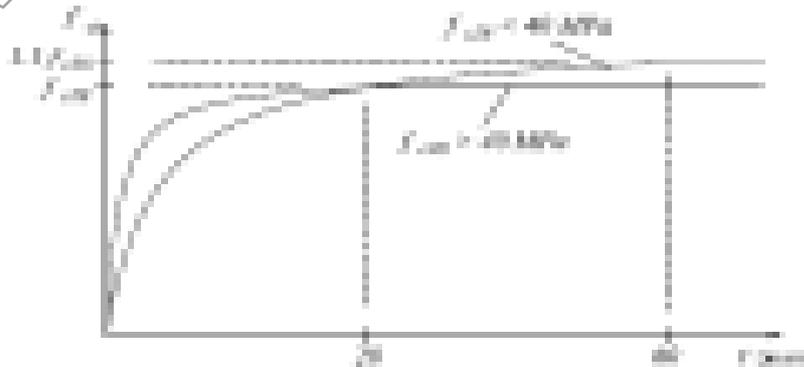


Figure 1.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- **Résistance à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations :

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

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

- **Module de déformation longitudinale du béton**

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

Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation transversale du béton**

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

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

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

I.6.1.3. Les contraintes limites du béton

- **La contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \quad \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \quad \text{Pour une situations courante.} \end{array} \right.$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $> 24h$.

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

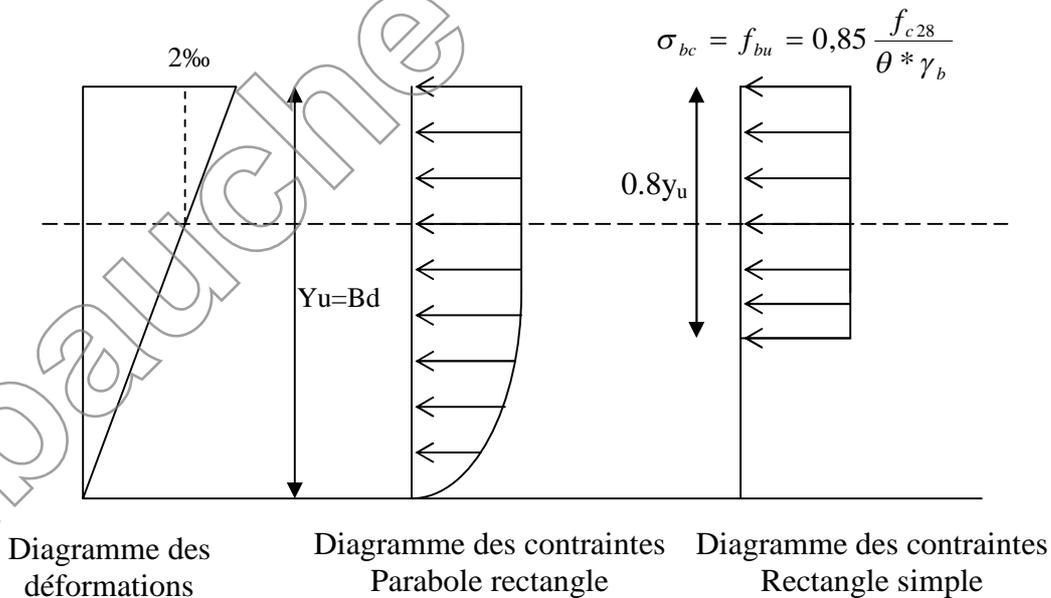


Figure 1.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)

- **La contrainte de compression à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Ce qui donne :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

- **Diagramme contrainte déformation**

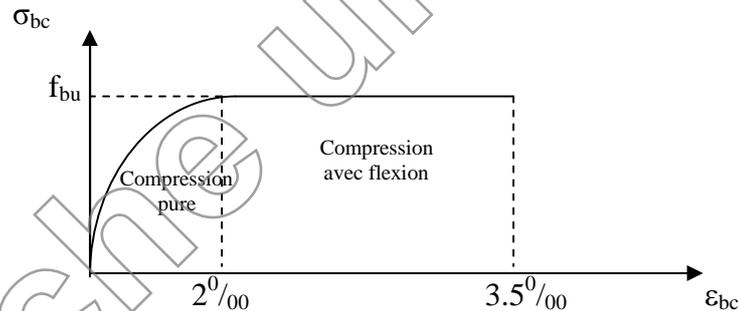


Figure 1.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.4) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} \quad (4 \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc})$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

I.6.2. L'acier

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, on distingue :

Ronds lisses (R.L.)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

○ Résistance caractéristique de l'acier

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

I.6.2.1. Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau1.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

○ Contrainte limite

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

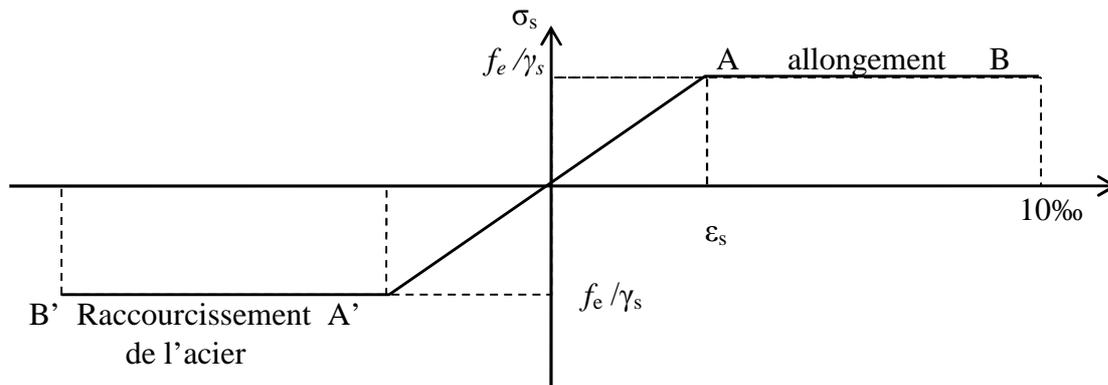


Figure 1.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}.$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

Etat limite de service

Nous distinguons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7. HYPOTHESES DE CALCUL

Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée.}$$

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

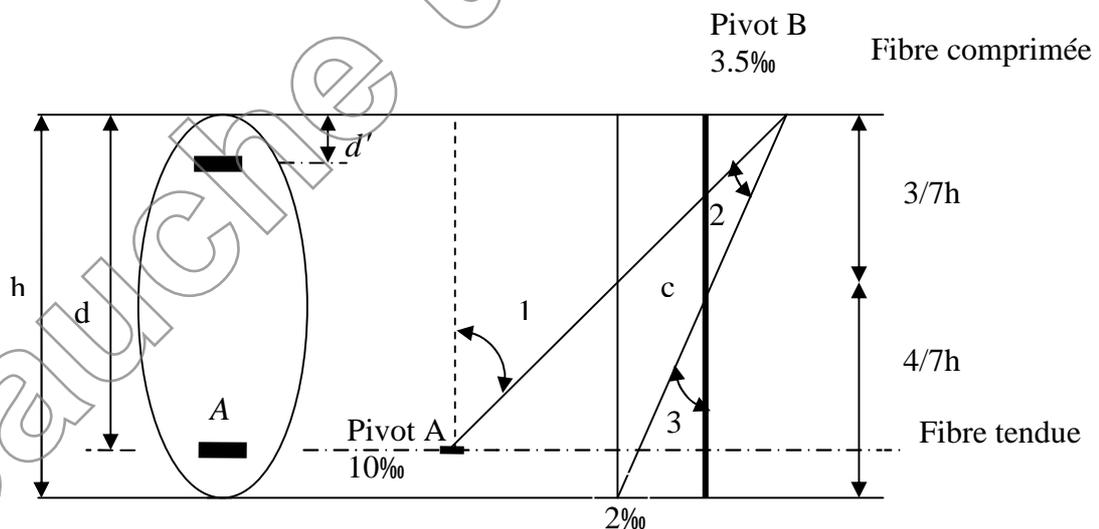


Figure 1.5 : Diagramme des déformations limites (ELU)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- $f_e = 400$ MPa.

Ébauche uniquement

I.8. CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à combinée, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

Ébauche uniquement

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptée.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 505 - 45 = 460 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20,44 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+5)= 21\text{cm}$.

$$ht = 21 \text{ cm}$$



Figure 2.1 : Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- 1) Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- 2) Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

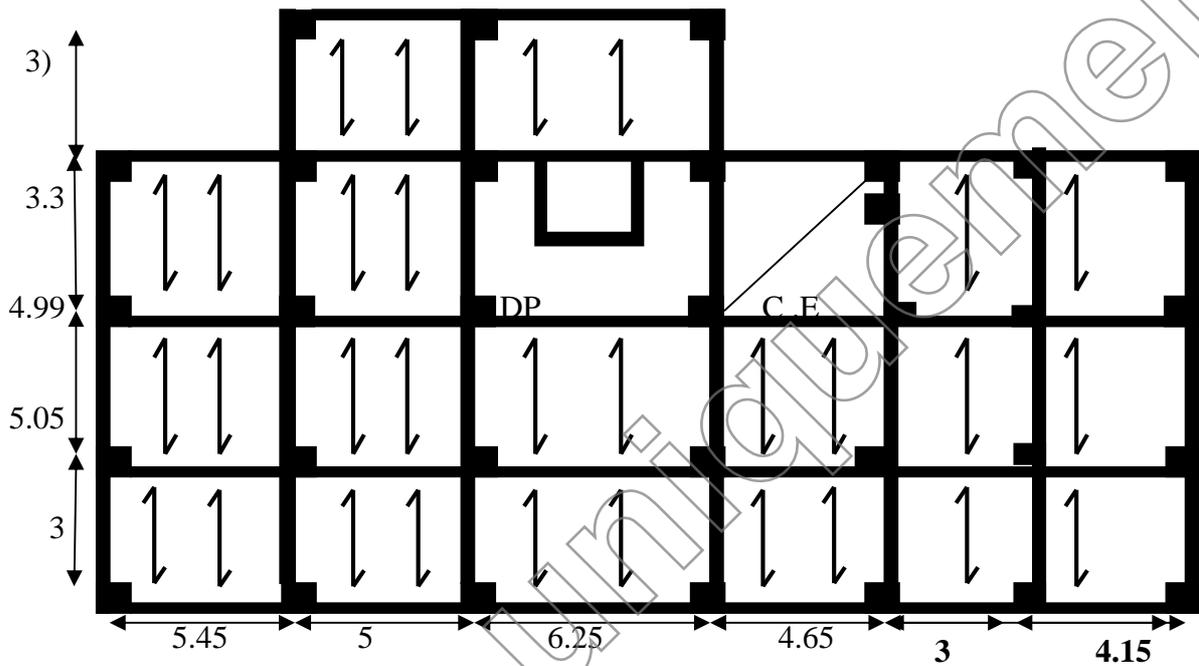


Figure 2.2 : Sens de disposition des poutrelles

Les poutrelles se calculent en section T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 21$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 5$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 21 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la Formule suivante :

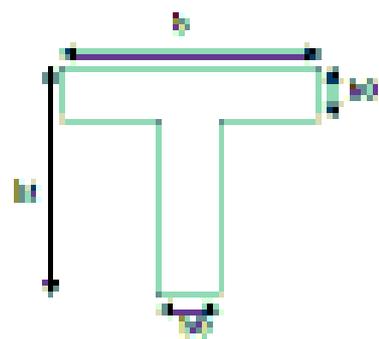


Figure 2.3: Schéma d'une section en T.

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 460$ cm

Donc on aura

$$\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{460}{10} \right) = \min(27.5, 46)$$

Ce qui donne : $b \leq 65,00$ cm.

On opte pour $b = 65$ cm.

II.2.3. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type dépend de trois critères :

- **critère de résistance a la flexion : RPA99/2003**

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

- **Critère de résistance au feu : CBA 93**

- $e = 7$ 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.

- **Isolation phonique**

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

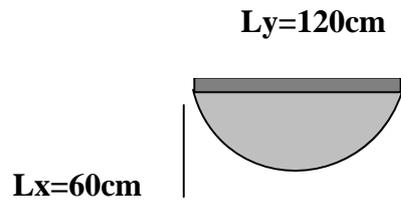
II.2.4. Différents types de dalle pleines

Dans ce projet on a des dalles reposant sur :

a) Dalle sur 1 appuis :

$$L_x = 60\text{cm} \quad L_y = 120\text{cm}$$

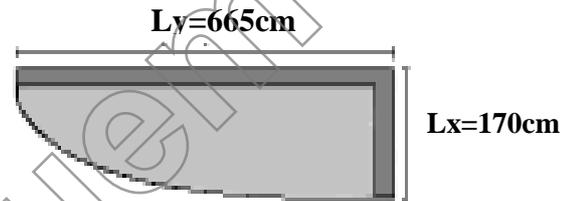
$$\text{On aura donc : } e \geq \frac{60}{20} \Rightarrow e \geq 3\text{ cm}$$



b) Dalle sur 2 appuis :

$$L_x = 170\text{ cm} \quad L_y = 665\text{cm}$$

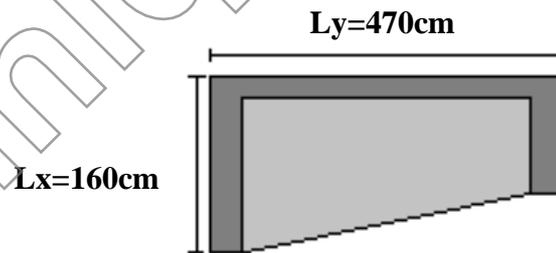
$$\text{On aura donc : } \frac{170}{30} \leq e \leq \frac{170}{35} \Rightarrow 5.67\text{ cm} \leq e \leq 4.85\text{ cm}$$



c) Dalle sur 3 appuis :

$$L_x = 160\text{cm} \quad L_y = 470\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.2\text{ cm} \leq e \leq 4\text{ cm}$$



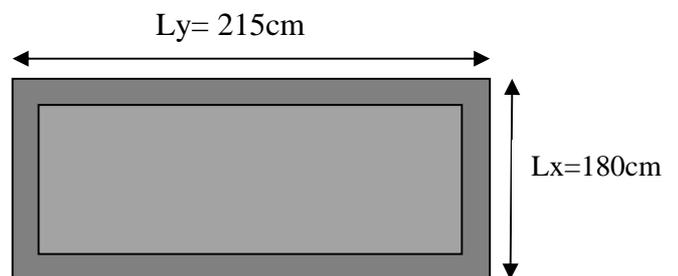
d) Dalle sur 4 appuis :

$$L_x = 180\text{cm} \quad L_y = 215\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.60\text{ cm} \leq e \leq 4.5\text{ cm}$$

$$L_x = 180\text{cm}$$

$$e \geq \max(6.5\text{cm}, 12\text{cm}, 14\text{cm}).$$



D'où : on prend $e=14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

II.2.5. Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

h_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

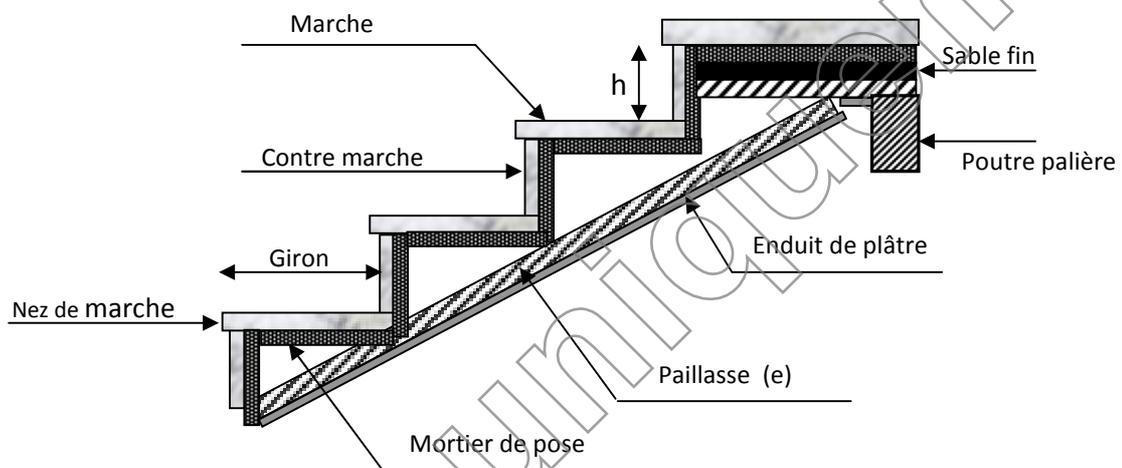


Figure 2.4 : Détail d'un escalier

Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont du type classique et pratique du fait du caractère répétitif lors de la réalisation, ainsi que l'avantage qu'ils apportent en matière de finition. Les volées reposent simplement sur les paliers.

- **Caractéristiques techniques :**

- **Pour l'étage courant :**

Hauteur d'étage : 3.06 m

Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$$h_{\text{contre-marches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18$

g : giron de la marche avec $g \geq 23\text{cm}$.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

$n = 9$ contre marches

Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m} = H$

-Largeur de la volée : $2.40\text{m} = L$.

La volée comporte " n " contremarche et " $n-1$ " marche

$n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30\text{cm} > 23\text{cm.}$$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$

Epaisseur de la pailasse :

L'épaisseur de la pailasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{25}$$

Avec $l = l' + 1.10 + 0.55$

$$\text{Et } l' = \frac{1.53}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = 32.51^\circ$$

$$\Rightarrow l' = 2.846 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l = 4.496 \text{ m}$$

$$14.98 \leq e \leq 17.98 \quad \Rightarrow \quad e = 16 \text{ cm}$$

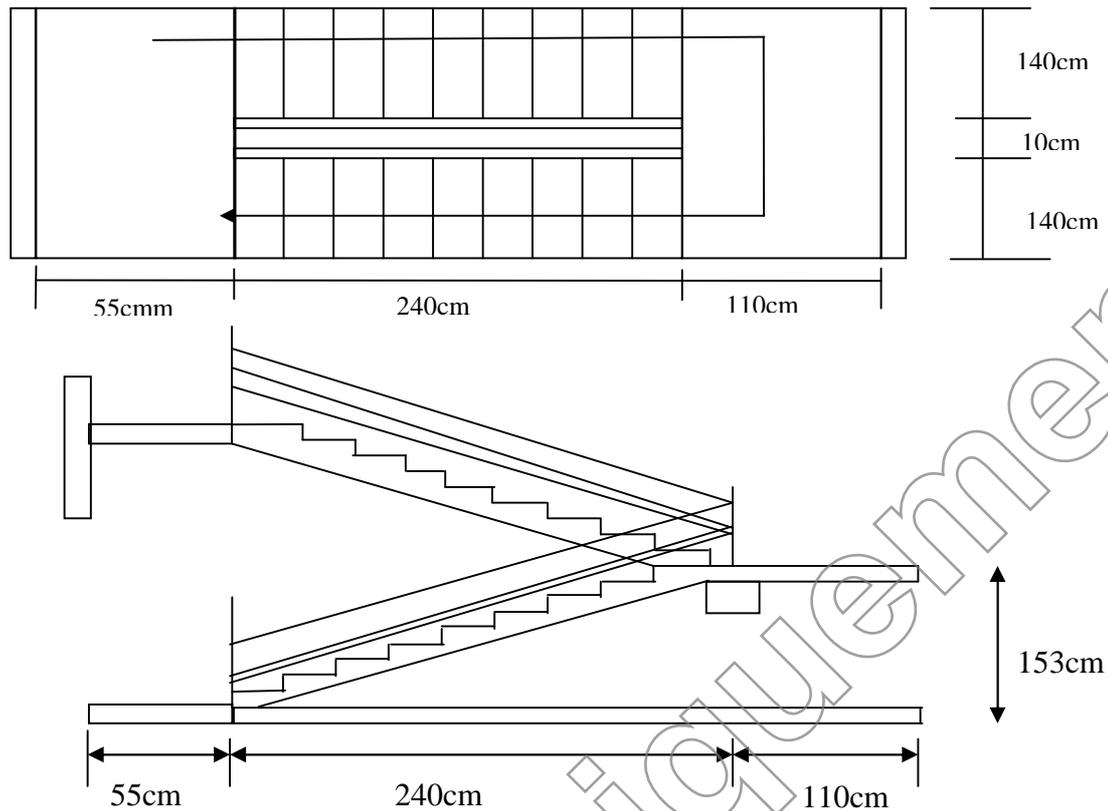


Figure 2.5 : schéma d'escalier

○ Pour l'entrée de bloc:

$$H = 1.36m.$$

$$L = 1.50m.$$

$$\alpha_1 = 42.19^\circ$$

$$l = \frac{1.36}{\sin 42.19} \Rightarrow l = 2.02m$$

De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - 486n + 272 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 6.98$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 7$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 6.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 19.5cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 25cm$$

On dimensionne la paillasse comme étant une dalle pleine sur un seul appui :

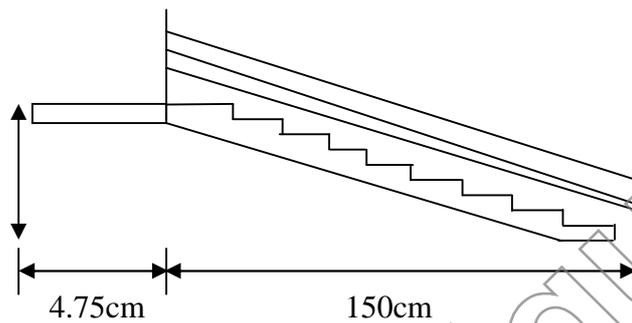
$$1^{\text{ère}} \text{ condition de résistance : } e \geq \frac{l}{20}$$

Avec l : longueur de la console $l = 185\text{cm}$

$$e \geq \frac{l}{20} \Rightarrow e \geq 9.25\text{cm.}$$

2^{ème} condition de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu

On opte une épaisseur de paillasse : $e = 12\text{cm}$



II.2.6. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

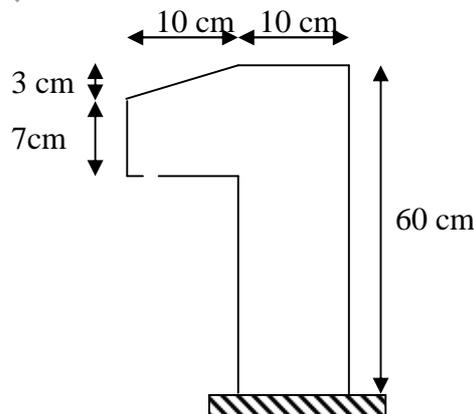


Figure 2.6 : Schémas de l'acrotère

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit

- **Charge vertical**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.16	1.88

Tableau 2.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère

La charge totale estimée est : $G = 1,88$ KN/ml.

La charge d'exploitation est : $Q = 1,00$ KN/ml

DTR B.C.2.2.

- **Charge horizontale (Charge sismique)**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

RPA99 (article 6.2.3)

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le

RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1,88KN / ml. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,88 \Rightarrow F_p = 0,90KN$

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

II.2.7. Legarde-corps

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse accessible et ayant pour rôle d'assurer la sécurité des habitants, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Tableau 2.2: évaluation des charges de garde-corps.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de garde-corps	0.10	0,08	25	2
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,016	20	0,32
Enduit de ciment extérieur	0.015	0.012	20	0.24
Charge permanente totale	G=2.56KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

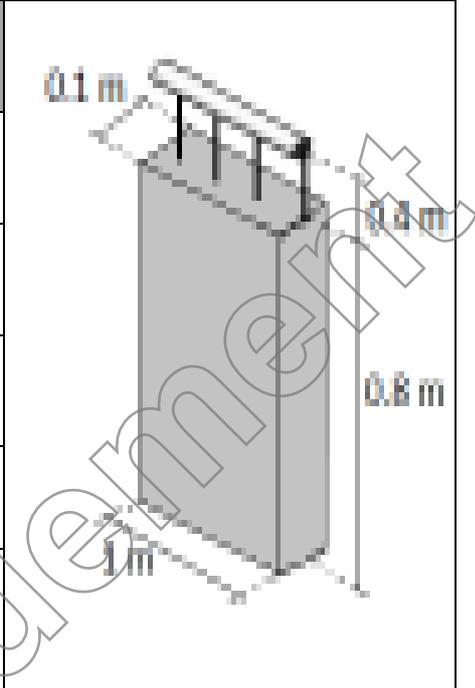


Figure 2.7 : Garde-corps 3D

II.2.8. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1. $e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples.
2. $e \geq 15 \text{ cm}$
3. $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

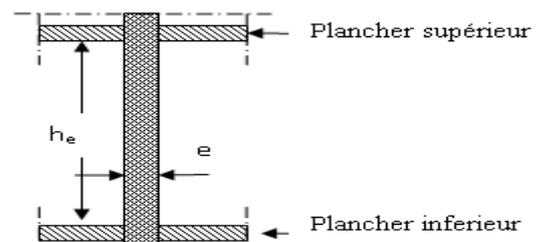


Figure 2.8 : Coupe verticale d'un voile.

Dans notre cas on à les dimensions résumé dans le tableau suivant :

Tableau 2.3: Dimensions des voiles.

Niveau	h(cm)	he(cm)	e min(cm)	Lmin(cm)	e adoptée (cm)
Sous-sol	400	379	19	76	20
RDC	306	285	14.3	57.2	15
autres étages	306	285	14.3	57.2	15

II.2.9. Les poutres

1. Les poutres principales

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L_{max} = 6.25 - 0.60 = 5.65m).

D'où :

$$\frac{565}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{565}{10} \Rightarrow 37.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 56.5 \text{ cm}$$

Donc on admet des poutres de dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h_{pp} = 45 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ou } b : \text{ largeur de la poutre}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003,(article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left. \begin{aligned} & b \geq 20 \text{ cm} && \text{Condition vérifiée.} \\ & h \geq 30 \text{ cm} && \text{Condition vérifiée.} \\ & \frac{h_{pp}}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 && \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right\}$$

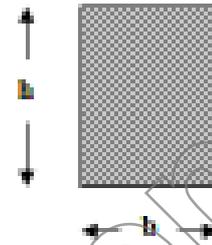


Figure 2.9 : Coupe transversale d'une poutre.

2. Les poutres secondaires

$$L = 5.05 - 0.45 = 4.60m$$

$$\frac{460}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 46 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_{ps} = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.

II.2.10. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton arme, rectangulaire ou circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

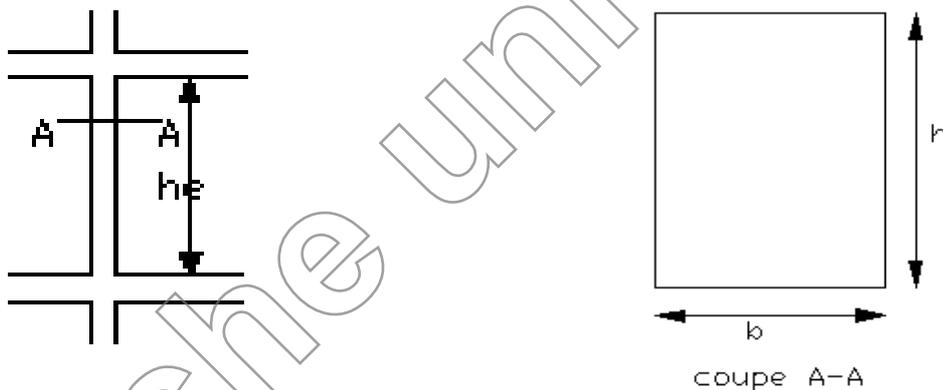


Figure 2.10 : Schéma d'un poteau et sa coupe.

Les exigences de RPA	{	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	Pour un poteau rectangulaire.
		$\min(b, h) \geq h_e/20 \text{ cm.}$	
		$0.25 < b/h < 4.0$	
		$D \geq 30 \text{ cm}$	

$$h_e = 4m \text{ Pour le sous sol.}$$

$$h_e = 3.06m \text{ Pour le RDC.}$$

$h_e = 3.06m$ Pour l'étage courant.

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

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Sous sol et RDC : 60x60 cm².
- ✓ Etage 01,02: 55x55cm².
- ✓ Etage 03, 04 :50x50 cm².
- ✓ Etage 05 ,06,07 :45x45 cm².
- ✓ Etage 08, 09,10 :40x40 cm².

II.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Terrasse inaccessible**

Tableau 2.4: charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (16+5)	14	0.21	2.94
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 5.96 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 1 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Plancher étages courants**

Tableau 2.5 : Charges sur le plancher étages courants.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40

Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+5)	/	0.21	2.93
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloison de répartition	/	/	1
Charge permanente totale	G=5.30 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

Pour les autres étage-nous avant :

- usage commerciales la charge permanente totale est : G=5.30kn/m²

-la charge d'exploitation est : Q=5kn/m² et Q=3.5kn/m² pour le sous-sol

- **Dalle pleine (balcons)**

Tableau 2.6 : Charges sur les dalles plaines.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	G=4.86 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Les escaliers**

- a) **Palier**

Tableau 2.7 : Charges sur les paliers des escaliers.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4

Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.16	3.50
		0.12	3
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente	e =16cm	G=4.86 KN/m ²	
	e =12cm	G=4.30kn/m ²	
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

b) Volée

Tableau 2.8 : Charges sur les volées.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Revêtement vertical	20	0,013	0.26
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Marche	18	0.17× (1/2)	1.43
		6	0.17× (1/2)
Paillasse	25	0.16/cos(32.51)	4.74
		0.12/sin(42.19)	4.46
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	e =16cm	G=7.73 KN/m ²	
	e= 12cm	G=6.59 KN/m ²	
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ² (DTRB.C.2.2)		

- **Murs extérieurs**

Tableau 2.9 : Charges des murs extérieurs.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 2.85 KN/m ²		

- **Murs intérieurs**

Tableau 2.10: Charges des murs intérieurs.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 1.13 KN/m ²		

- **L'ascenseur**

Un ascenseur est un appareil mécanique assurant le déplacement des personnes (et des objets) en haut et/ou en bas sur des niveaux définis d'une construction, notre ascenseur est placé à l'intérieur du bâtiment dans une gaine.

Gaine : La gaine est un silo ou circule la cabine d'ascenseur dont les parois en maçonnerie rigide

Cabine : la cabine est l'élément mobile qui orbite les personnes à transporter et qui circule verticalement dans la gaine.

Contrepoids : comme son nom l'indique, il compense le poids de la cabine et de ses passagers de manière à diminuer les efforts au niveau de treuil de traction.

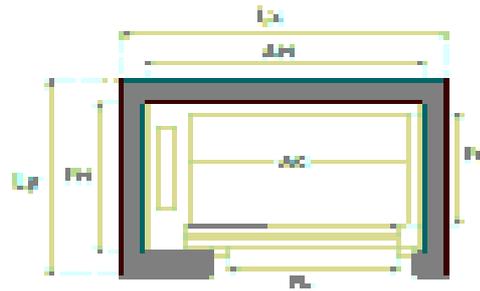


Figure 2.11 : L'ascenseur

- **Caractéristiques d'ascenseur :**

Tableau 2.11 : Caractéristiques de l'ascenseur

Charge/capacité	Vitesse	1.6 m/s
	Personnes	8
	Charge Q	6.3 KN
Cabine	AC : largeur	1.1 m
	FC : largeur	1.4 m
	PL : passage libre	0.9 m
	Masse de la cabine avec sa charge maxi	100KN
	HC: Hauteur intérieure	2.1 m
Accès	Accessibilité	Publique et personnes
	Nombre d'accès	1
Gaine	AH : largeur	1.8 m
	FH : longueur	2.03 m
Moteur	Pm: Puissance mécanique nominale	6.8 KW
	M _m : Masse	15 KN
Contrepoids	Masse	44 KN

F_{cu} : les charges reportées dans la cuvette

$$F_{cu}=100+44= 144 \text{ KN}$$

- **Evaluation des charges et des surcharges**

Tableau 2.12 : Evaluation des charges de l'Ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m ²)	$G_1 = (25 \times 0.2) + (22 \times 0.04)$	5.88 KN/m ²
La surface de la dalle (m ²)	$S = L_x \times L_y = 2.15 \times 2.17$	4.66 m ²
Poids reporté dans la dalle (KN/m ²)	$G_2 = (F_{cu} + M_m) / S = (144 + 15) / 4.66$	34.12 KN/m ²
Poids total (KN/m)	$G_T = G_1 + G_2$	40 KN/m ²

La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4. Descente de charges :

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

- **La loi de dégression**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit

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

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

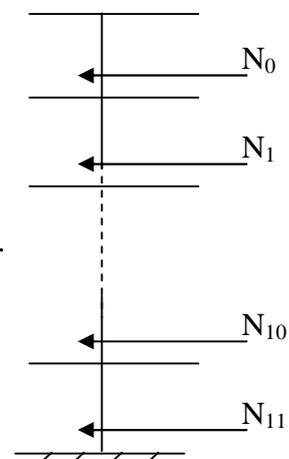


Figure 2.13 : Schéma statique de descente de charge la décente de charge

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

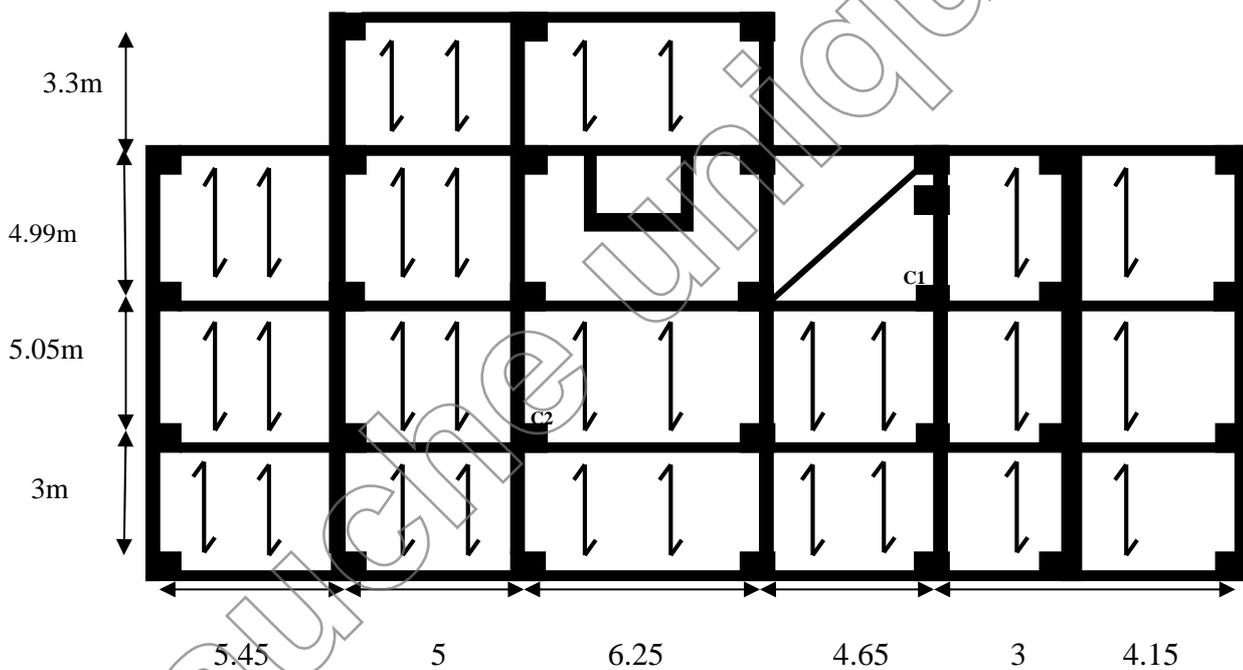
Niveau 7 : surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge étage 7 + $0.5 \times Q$

Niveau 9 : surcharge étage 8 + $0.5 \times Q$

Niveau 10 : surcharge étage 9 + $0.5 \times Q$

Niveau 11 : surcharge étage 10 + Q



- Application de la loi de dégression dans le poteau C2

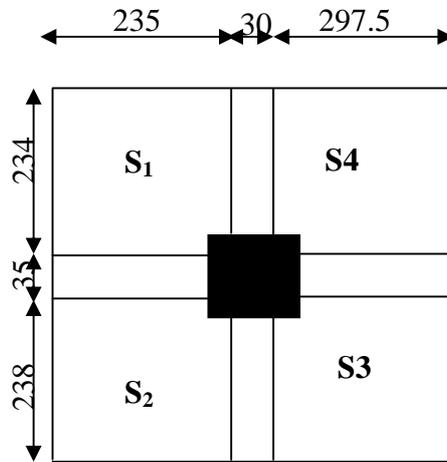


Figure 2.14 : Surface afférente du poteau A₂.

La surface afférente

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 25.134 \text{ m}^2$$

◆ Les charges et surcharges:

		$G = 5.96 \times 25.13 = 149.80 \text{ KN}$
Plancher terrasse inaccessible		$Q = 1 \times 25.13 = 25.13 \text{ KN}$
Plancher étages RDC; 1 à 9		$G = 4.25 \times 25.13 = 106.8 \text{ KN}$
		$Q = 1.5 \times 25.13 = 37.70 \text{ KN}$
Plancher de sous sol:		$G = 4.25 \times 25.13 = 106.8 \text{ KN}$
		$Q = 5 \times 25.13 = 125.65 \text{ KN}$

- **Poids propre du poteau :**

- Poteau (40x40)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24 \text{KN}$$

- Poteau (45x45)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 3,06 = 15,49 \text{KN}$$

- Poteau (50x50)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06 = 19,125 \text{KN}$$

- Poteau (55*55)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,55 \times 0,55 \times 3,06 = 23,14 \text{KN}$$

- Poteau (60x60)

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 3,06 = 27,54 \text{KN (RDC)}$$

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 4 = 36 \text{KN (sous sol)}$$

- **Poids des poutres**

- Poutres principales

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 5,32 = 20,94 \text{KN}$$

- Poutres secondaires

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 4,72 = 12,40 \text{KN}$$

$$P_{\text{pout}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 33,33 \text{KN}$$

• RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2.13 : les charges revenant au poteau central.

Niveaux	Elément	G(kn)	Gt(kn)	Qt(kn)
N0	terrasse inacc	149.8	197.58	25.13
	Poteau	12.24		
	Poutres	33.33		
	Acrotère	2.21		
N1	N ₀	197.58	384.07	62.83
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	12.24		
	maçonnerie	34.12		
N2	N ₁	384.07	586.85	96.76
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	12.24		
	Maçonnerie	50.41		
N3	N ₂	586.85	792.88	126.92
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	15.49		
	Maçonnerie	50.41		
N4	N ₃	792.88	998.91	153.31
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	15.49		
	maçonnerie	50.41		
N5	N ₄	998.91	1204.94	175.93
	étage courant	106.8		

	Poutres	33.33		
	Poteau	15.49		
	maçonnerie	50.41		
N6	N ₅	1204.94	1414.6	194.78
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	19.12		
	maçonnerie	50.41		
N7	N ₆	1414.6	1624.26	213.63
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	19.12		
	maçonnerie	50.41		
N8	N ₇	1624.26	1837.94	232.48
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	23.14		
	maçonnerie	50.41		
N9	N ₈	1837.94	2051.62	251.43
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	23.14		
	maçonnerie	50.41		
N10	N ₉	2051.62	2269.7	270.18
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	27.54		
	maçonnerie	50.41		
N11	N ₁₀	2269.7	2496.24	395.83
	étage courant	106.8		
	Poutres	33.33		
	Poteau	36		

L'effort normal ultime pour le poteau central :

$$N_u = 1,35 \times 2496,24 + 1,5 \times 395,83 = 3963,67 \text{ KN}$$

• Application de la loi de dégression dans le poteau C2

La surface afferent

$$S = S_2 + S_3 + S_4 = 4,73 \text{ m}^2$$

$$S_I = 2,97 \text{ m}^2$$

○ Les charges et surcharges:

Plancher terrasse inaccessible: $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,96 \times 4,73 = 28,19 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 4,73 = 4,73 \text{ KN} \end{array} \right.$

Plancher étages RDC; 1 à 9 $\left\{ \begin{array}{l} G = 4,25 \times 4,73 = 20,1 \text{ KN} \\ Q = 1,5 \times 4,73 = 7,1 \text{ KN} \end{array} \right.$

Plancher de sous sol: $\left\{ \begin{array}{l} G = 4,25 \times 4,73 = 20,1 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 4,73 = 23,65 \text{ KN} \end{array} \right.$

Escaliers : $\left\{ \begin{array}{l} G = 7,73 \times 2,97 = 22,95 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \times 2,97 = 7,42 \text{ KN} \end{array} \right.$

• Poids des poutres

○ Poutres principales

$$P_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 3,52 = 13,86 \text{ KN}$$

○ Poutres secondaires

$$P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 2,19 = 5,74 \text{ KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 19,6 \text{ KN}$$

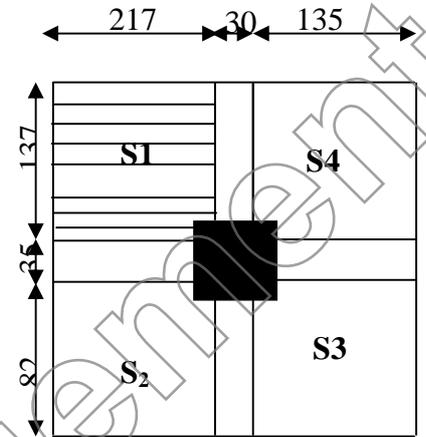


Figure 2.15 : surface afférente de poteau c2

- RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2.14: les charges revenant au poteau central.

Niveaux	Elément	G(kn)	Gt(kn)	Qt(kn)
N0	terrasse inacc	28.19	62.24	4.73
	Poteau	12.24		
	Poutres	19.6		
	Acrotère	2.21		
N1	N ₀	62.24	179.28	19.25
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	12.24		
	Maçonnerie	42.15		
	Escalier	22.95		
N2	N ₁	179.28	269.65	32.31
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	12.24		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N3	N ₂	269.65	363.27	43.93
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	15.49		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier			
N4	N ₃	363.27	456.9	54.09
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	15.49		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N5	N ₄	456.9	550.06	62.8

	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	15.49		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N6	N ₅	550.06	646.86	70.06
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	19.12		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N7	N ₆	646.86	743.66	77.32
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	19.12		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N8	N ₇	743.66	844.48	84.6
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	23.14		
	Maçonnerie	15.45		
	Escalier	22.95		
N9	N ₈	844.48	945.3	91.85
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.12		
	Poteau	23.14		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N10	N ₉	945.3	1050.5	99.19
	P étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		

	Poteau	27.45		
	Maçonnerie	15.48		
	Escalier	22.95		
N11	N ₁₀	1050.5	1626.13	122.75
	étage courant	20.1		
	Poutres	19.6		
	Poteau	36		

- L'effort normal ultime pour le poteau (cage d'escalier) :

$$N_u = 1,35 \times 1626.13 + 1,5 \times 122.75 = 2379.4KN$$

Donc $N_{Umax} = 3963.67KN$ (pour poteau centrale)

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 3963.67 = 4360.04KN$$

II.5) vérification des poteaux :

- Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{4360.04 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.29m^2$$

$$\text{On a } B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2.$$

$$B = 0.36 \geq 0.29cm^2. \text{Condition vérifiée.}$$

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

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calcule		observation
			B	B calculé	
RDC et s sol	4360.04	60*60	0.36	0.29	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	3461.51	55*55	0.303	0.23	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	2764.5	50*50	0.25	0.18	vérifiée

5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2079.67	45*45	0.203	0.138	vérifiée
8 ^{eme} ; 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	946.95	40*40	0.16	0.068	vérifiée

Tableau 2.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

• **Vérification au flambement**

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

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

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'élancement λ .

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

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

• **Vérification du poteau du sous sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.80 = 2.66m.$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.66}{0.173} = 16.18 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.18}{35}\right)^2} = 0.815$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{4360.04 \times 10^{-3}}{0.815 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.24 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

0.3364 > 0.24 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r > B_{r \text{ calculé}}$		observation
			B_r	$B_r \text{ calculé}$	
RDC et s-sol	4360.04	60*60	0.3364	0.24	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	3461.51	55*55	0.2809	0.19	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	2764.51	50*50	0.2304	0.153	vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2079.62	45*45	0.1849	0.118	vérifiée
8 ^{eme} ; 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	1031.17	40*40	0.1444	0.059	vérifiée

Tableau 2.16 : vérification au flambement des poteaux.

II.6) Conclusion:

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

- ✓ Poutres principales : $45 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ Voile s-sol et RDC : $e = 20 \text{cm}$.
- ✓ Voile étage : $e = 15 \text{cm}$.
- ✓ Poteaux du RDC et S-Sol: $60 \times 60 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1 et 2 : $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 5, 6 et 7 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 8, 9 et 10 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.

III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

III.2. Etudes des planchers

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines

III.2.1. Planchers corps creux

III.2.1.1. Les poutrelles

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

- a. Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- b. Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

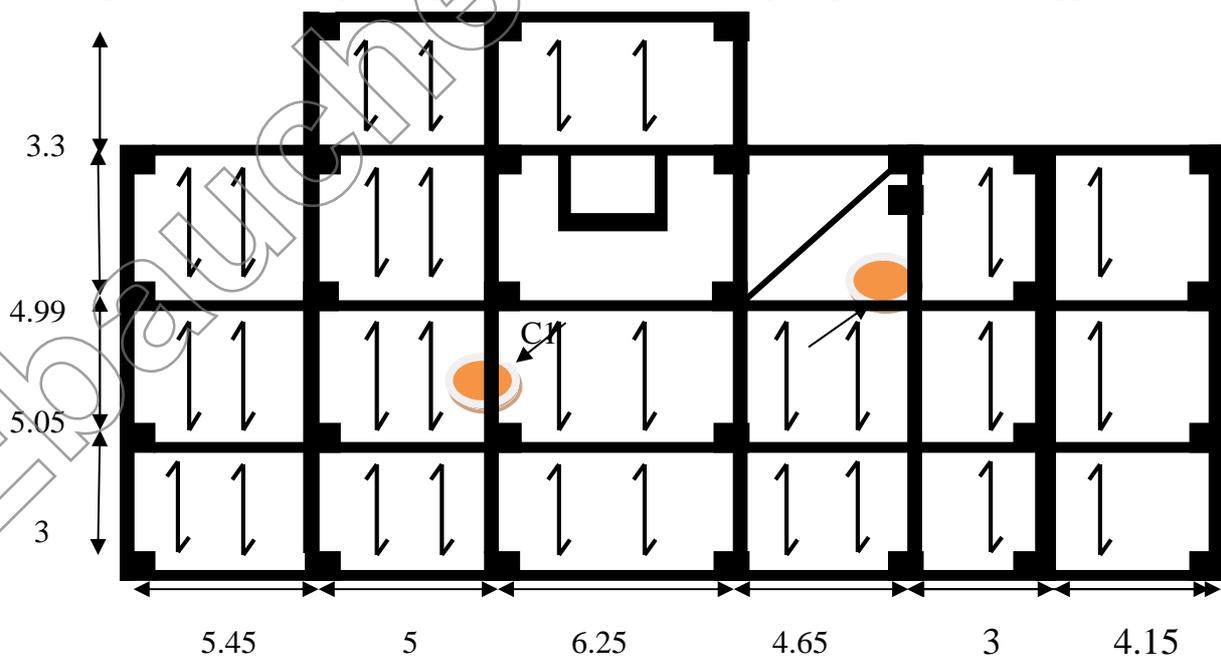


Figure 3.1 : Sens de disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

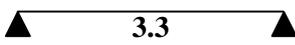
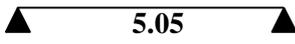
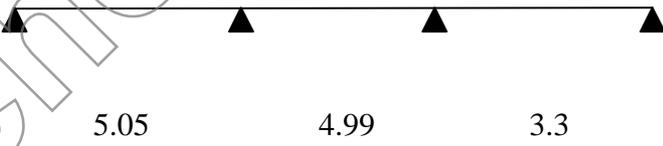
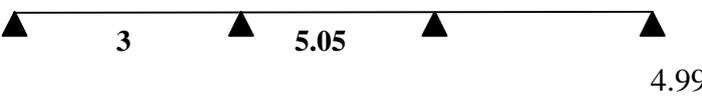
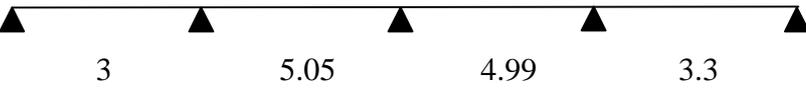
Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles.

III2.1.1.1. Calcul des sollicitations

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5) \text{KN} / \text{m}^2$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ Moment sur appuis

a. Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ **Moments en travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

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

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

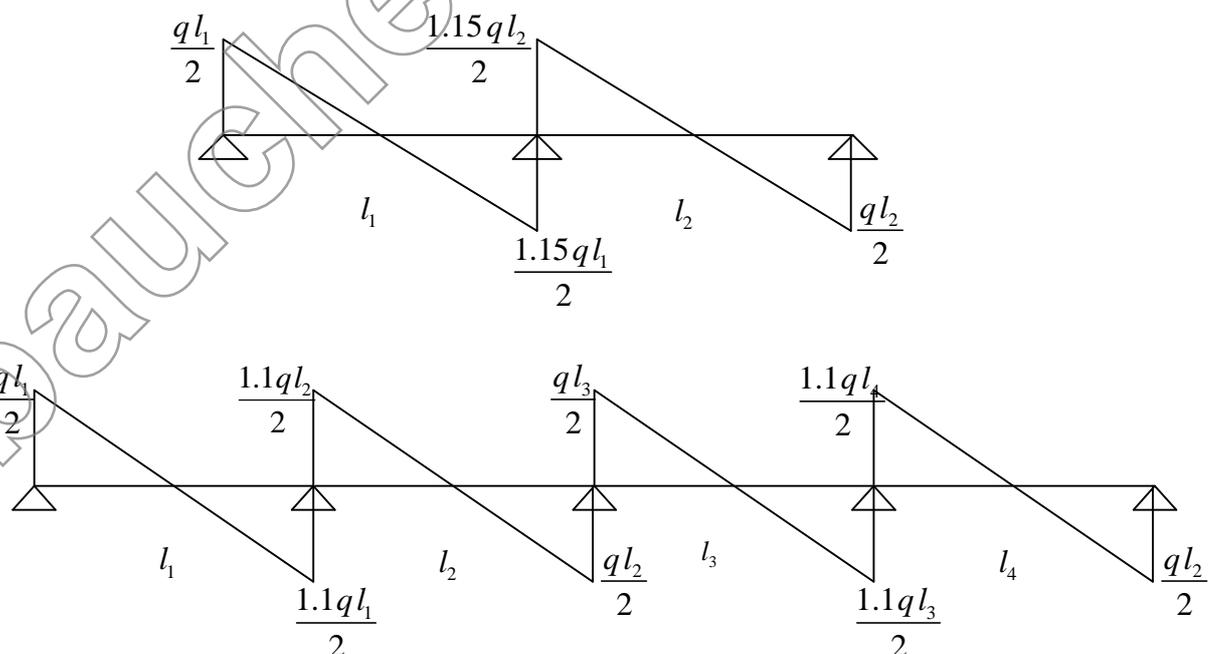


Figure 3.2 : Evaluation des efforts tranchants.

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

o Moment sur appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

o Moment en travée

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{q \times L - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.96	1	9.54	6.20	6.96	4.52
Etages courants	5.25	1.5	9.34	6.07	6.75	4.39
Etages commerciaux	5.30	5	14.65	9.52	10.30	6.70

Tableau 3.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Calcul des sollicitations

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot.

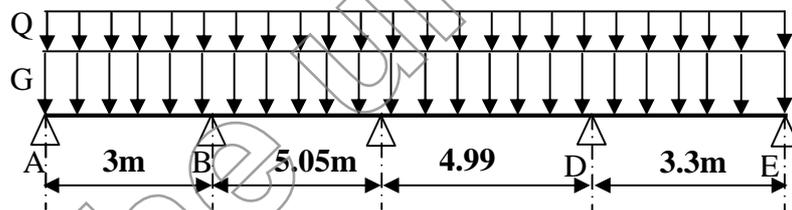


Figure 3.3 : schéma statique d'une poutrelle type 1

Choix de la méthode de calcul

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée,

donc on utilise la méthode de Caquot

- **Moment en appuis**

Calcul des longueurs fictives

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 5.05 = 4.04m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.99 = 3.99m$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 3.3m$$

Calcul des moments aux appuis

A l'ELU

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = -\frac{6.07 \times (3^3 + 4.04^3)}{8.5 \times (3 + 4.04)} \Rightarrow M_B = -9.42 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -\frac{6.07 \times (4.04^3 + 3.99^3)}{8.5 \times (4.04 + 3.99)} \Rightarrow M_C = -11.51 \text{ kn.m}$$

$$M_D = -\frac{6.07 \times (3.99^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (3.99 + 3.3)} \Rightarrow M_D = -9.74 \text{ kn.m}$$

A l'ELS

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.39 \times (3^3 + 4.04^3)}{8.5 \times (3 + 4.04)} \Rightarrow M_B = -6.81 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -\frac{4.39 \times (4.04^3 + 3.99^3)}{8.5 \times (4.04 + 3.99)} \Rightarrow M_C = -8.32 \text{ kn.m}$$

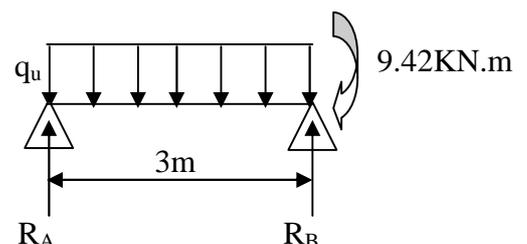
$$M_D = -\frac{4.39 \times (3.99^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (3.99 + 3.3)} \Rightarrow M_D = -7.04 \text{ kn.m}$$

• Moments aux travées

Travée AB

○ A ELU

Calcul des réactions aux appuis :



$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.07 \times 3 = 18.21 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3R_A - 6.07 \times (3 \times 1.5) + 9.42 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 5.965 \text{ KN} \\ R_B = 12.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 6.07 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 6.07 \frac{x^2}{2}$$

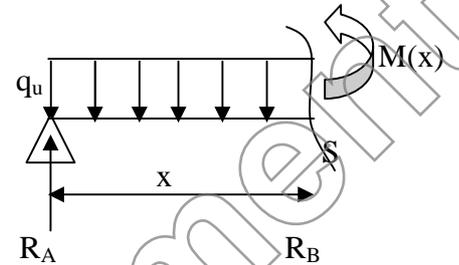
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 6.07x$$

$$V(x=0) = 5.96 \text{ KN}$$

$$V(x=3) = -12.25 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{5.96}{6.07} = 0.98 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=0.98) = 2.92 \text{ KN.m}$$



o A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.39 \times 3 = 13.17 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3R_A - 4.39 \times 3 \times 1.5 + 6.81 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 4.31 \text{ KN} \\ R_B = 8.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 4.39 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 4.39 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 4.39x$$

$$V(x=0) = 4.39 \text{ KN}$$

$$V(x=3) = -8.87 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{4.31}{4.39} = 0.98 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.2) = 2.12 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_A = \frac{6.07 \times 3}{2} - \frac{9.42}{3} = 5.96 \text{kn.}$$

$$V_B = -\frac{6.07 \times 3}{2} - \frac{9.42}{3} = -12.24 \text{kn}$$

Travée BC

- **A ELU**

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

$$x_0 = \frac{5.05}{2} - \frac{-9.42 + 11.51}{6.07 \times 5.05} = 2.45 \text{m}$$

$$M_0(x) = 6.07 \frac{2.45}{2} (5.05 - 2.45) = 19.33 \text{kn.m}$$

$$M(x) = 19.33 - 9.42 \left(1 - \frac{2.45}{5.05}\right) + 11.51 \left(\frac{2.45}{5.05}\right) = 8.88 \text{kn.m}$$

- **A l'ELS**

$$M(x) = 28.82 - 6.81 \left(1 - \frac{2.45}{5.05}\right) - 8.32 \left(\frac{2.45}{5.05}\right) = 6.42 \text{kn.m}$$

$$M_0(x) = 4.39 \times \frac{5.05}{2} (5.05 - 2.45) = 28.82 \text{kn.m}$$

$$x_0 = \frac{5.05}{2} - \frac{6.81 + 8.32}{4.39 \times 5.05} = 2.45 \text{m}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_B = \frac{6.07 \times 5.05}{2} - \frac{-9.42 + 11.51}{5.05} = 14.91 \text{kn.}$$

$$V_c = -\frac{6.07 \times 5.05}{2} - \frac{9.42 + 11.51}{5.05} = -15.73 \text{kn}$$

Travée CD**A l'ELU**

$$x_0 = \frac{4.99}{2} - \frac{-11.51 + 9.74}{6.07 \times 4.99} = 2.55\text{m}$$

$$M_0(x) = 6.07 \frac{2.55}{2} (4.99 - 2.55) = 18.88\text{kn.m}$$

$$M(x) = 18.88 - 11.51 \left(1 - \frac{2.55}{4.99}\right) - 9.74 \left(\frac{2.55}{4.99}\right) = 8.26\text{kn.m}$$

A l'ELS

$$x_0 = \frac{4.99}{2} - \frac{-8.32 + 7.04}{4.39 \times 4.99} = 2.55\text{m}$$

$$M_0(x) = 4.39 \frac{2.55}{2} (4.99 - 2.55) = 13.65\text{kn.m}$$

$$M(x) = 13.65 - 8.32 \left(1 - \frac{2.55}{4.99}\right) - 7.04 \left(\frac{2.55}{4.99}\right) = 5.97\text{kn.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_C = \frac{6.07 \times 4.99}{2} - \frac{-11.51 + 9.74}{4.99} = 15.5\text{kn.}$$

$$V_D = -\frac{6.07 \times 4.99}{2} - \frac{-11.51 + 9.74}{4.99} = -14.78\text{kn}$$

Travée DE**A l'ELU**

$$x_0 = \frac{3.3}{2} - \frac{-9.74}{6.07 \times 3.3} = 2.13\text{m}$$

$$M_0(x) = 6.07 \frac{2.13}{2} (3.3 - 2.13) = 7.56 \text{ kn.m}$$

$$M(x) = 7.56 - 9.74 \left(1 - \frac{2.13}{3.3}\right) = 4.10\text{kn.m}$$

A l'ELS

$$x_0 = \frac{3.3}{2} - \frac{-7.04}{4.39 \times 3.3} = 2.13\text{m}$$

$$M_0(x) = 4.39 \frac{2.13}{2} (3.3 - 2.13) = 5.47 \text{ kn.m}$$

$$M(x) = 5.47 - 7.04 \left(1 - \frac{2.13}{3.3}\right) = 2.96\text{kn.m}$$

L'effort tranchant

$$V_c = \frac{6.07 \times 3.3}{2} - \frac{-9.74}{3.3} = 12.97 \text{ kn.}$$

$$V_D = -\frac{6.07 \times 3.3}{2} - \frac{-9.74}{4.99} = -7.06 \text{ kn}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

• **Terrasse inaccessible**

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment t en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A - B	3.3	-----	8.44	-1.26	-1.26	8.44	10.23	-10.23
02	A - B	5.05	-----	19.78	-1.97	-1.97	19.78	15.66	-15.66
03	A - B	5.05	----	19.78	0	-11.86	14.83	15.66	-18.01
	B - C	4.99	----	19.31	-11.86	0	14.34	18.01	-15.48
04	A - B	3	3	----	0	-14.12	1.70	4.59	-18.46
	B - C	5.05	5.05	----	-14.12	0	13.34	18.46	-12.87
05	A - B	5.05	5.05	----	0	-15.53	12.77	12.59	-18.74
	B - C	4.99	3.99	----	-15.53	-9.96	6.66	18.74	-14.36
	C - D	3.3	3.3	----	-9.86	0	4.19	14.36	-7.21

Tableau 3.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher

Terrasse inaccessible

• **Etage courant**

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A - B	3.3	-----	8.26	-1.26	-1.26	8.26	10.01	-10.01
04	A - B	3	3	----	0	-13.81	1.66	4.49	-18.06
	B - C	5.05	5.05	----	-13.81	0	13.05	18.06	-12.58

06	A - B	3	3	----	0	-9.42	2.92	5.96	-14.21
	B - C	5.05	4.04	----	-9.42	-15.03	7.21	14.21	-18.15
	C - D	4.99	4.99	----	-15.03	0	12.11	18.15	-12.12
07	A - B	3	3	-----	0	-9.42	2.92	5.96	-14.91
	B - C	5.05	4.04	-----	-9.42	-11.51	8.88	14.91	-15.73
	C - D	4.99	3.99	-----	-11.51	-9.74	8.26	15.73	-14.78
	D - E	3.3	3.3	-----	-9.74	0	4.10	14.78	-7.06

Tableau 3.4 : Sollicitations dans les différents types de ples à l'ELU pour le plancher étage courant

• Plancher étage commercial

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A - B	3.3	-----	12.96	-1.26	-1.26	12.96	15.71	-15.71
02	A - B	5.05	----	30.36	-1.97	-1.97	30.36	24.05	-24.05
03	A - B	5.05	----	30.39	0	-18.22	25.67	24.05	-27.66
	B - C	4.99	----	29.65	-18.22	0	24.85	27.66	-23.76
05	A - B	5.05	5.05	----	0	-23.84	19.61	19.33	-28.77
	B - C	4.99	3.99	----	-23.84	-15.3	10.23	28.77	-22.05
	C - D	3.3	3.3	----	-15.3	0	6.44	22.05	-11.08

Tableau 3.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial

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

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	01	-1.26	-1.26	8.44	10.23	-0.92	-0.92	6.15
	02	-2.96	-2.96	19.78	15.66	-2.16	-2.16	14.42
	03	-2.96	-11.86	14.83	18.01	-2.16	-8.65	10.81
	04	-2.96	-14.12	13.34	18.46	-2.16	-10.3	9.73
	05	-2.96	-15.53	12.77	18.74	-2.16	-11.32	9.31

Courants	01	-1.24	-1.24	8.26	10.01	-0.89	-0.89	5.97
	04	-2.90	-13.81	13.05	18.06	-2.09	-10	9.44
	06	-2.83	-10.87	12.11	18.15	-2.05	-10.87	8.76
	07	-1.24	-11.51	8.88	15.73	-0.89	-8.32	6.42
Commercial	01	-1.94	-1.94	12.96	15.71	-1.36	-1.36	9.14
	02	-4.55	-4.55	30.35	24.05	-3.20	-3.20	21.34
	03	-4.55	-18.22	25.67	27.66	-3.20	-12.80	18.04
	05	-4.55	-23.84	19.61	28.77	-3.20	-16.76	13.78

Tableau 3.6 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

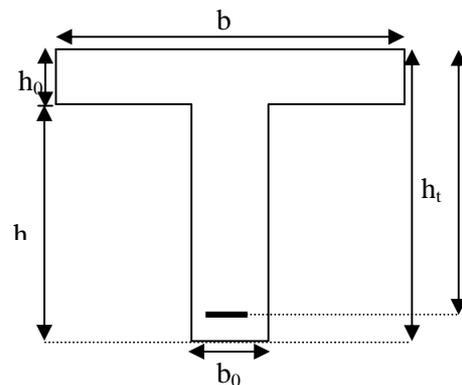
III.1.1.3. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle type 2 sur un seul appui du plancher commerce qui est sollicité par :

$$\begin{array}{l}
 \text{A l'ELU : } M_{Travée}^{Max} = 30.35kn.m \\
 M_{Appuis}^{Max} = -4.55kn.m \\
 V^{Max} = 24.05kn
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 \text{A l'ELS : } M_{Travée}^{Max} = 21.34kn.m \\
 M_{Appuis}^{Max} = -3.20kn.m
 \end{array}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{array}{l}
 b = 65cm \\
 h_0 = 5cm \\
 h = 16cm \\
 h_t = 21cm \\
 b_0 = 10cm \\
 d = 18cm
 \end{array}$$



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

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 71.53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 30.35 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{30.35 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.101$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}}{0.8} = 0.13$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.13) = 0.17 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{30.35 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}8 = 5.12 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_s = 5.12 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. En appuis**Appuis de rives**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.12 \times 0.24)m$.

$$M_{Rive}^a = -4.55 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{4.55 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.098$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow$

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires

(A'=0).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}}{0.8} = 0.129$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.129) = 0.170 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{4.55 \times 10^{-3}}{0.170 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 1 \text{ HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 24.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.05 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.33 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}] = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau = 1.33 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

o **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 5.12 = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.91 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 24.05 \times 10^{-3}}{400} = 0.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{24.05 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.05} = 1.26 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$$

B. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement**

$$S_t \leq \text{min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (1,33 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 26,05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

D'où $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.028	0.035	0.177	1.36	2HA10=1.57	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.027	0.34	0.177	0.20	1HA8=0.5	0.21		
02	Travée	0.066	0.085	0.173	3.26	2HA14+1HA8=3.58	1.41		
	App rive	0.064	0.083	0.174	0.48	1HA8=0.50	0.21		
03	Travée	0.0495	0.063	0.175	2.42	1HA14+1HA12=2.67	1.41		
	app int	0.257	0.379	0.152	2.23	1HA14+1HA10=2.32	0.21		
	App rive	0.064	0.083	0.174	0.48	1HA8=0.50	0.21		
04	Travée	0.044	0.057	0.175	2.18	1HA14+1HA10=2.32	1.41		
	App int	0.0306	0.473	0.146	2.78	2HA14=3.08	0.21		
	App rive	0.064	0.083	0.174	0.48	1HA8=0.50	0.21		
05	Travée	0.042	0.054	0.176	2.05	1HA10+1HA8=2.07	0.41		
	App int	0.402	0.698	0.129	4.10	2HA14+1HA12=4.20	0.21		
	App rive	0.064	0.083	0.174	0.48	1HA8=0.50	0.21		

Tableau 3.7 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.027	0.035	0.177	1.33	2HA10+1HA8=2.07	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.027	0.34	0.177	0.20	1HA8=0.5	0.21		
04	Travée	0.043	0.055	0.176	2.13	HA14+1HA10=2.32	1.41		
	app int	0.3	0.460	0.146	2.70	2HA12+1HA10=3.05	0.21		
	App rive	0.063	0.081	0.174	0.48	1HA8=0.5	0.21		
06	Travée	0.040	0.051	0.176	1.97	2HA10+1HA8=2.07	1.41		
	App int	0.236	0.342	0.155	2.01	2HA10+1HA8=2.07	0.21		
	App rive	0.061	0.079	0.174	0.46	1HA8=0.5	0.21		
07	Travée	0.029	0.037	0.177	1.44	2HA10=1.57	0.41		
	App int	0.256	0.378	0.152	2.22	HA14+1HA10=2.32	0.21		

App rive	0.027	0.034	0.177	0.20	1HA8=0.5	0.21		
----------	-------	-------	-------	------	----------	------	--	--

Tableau 3.8 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.043	0.055	0.176	2.11	HA14+1HA10=2.32	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.042	0.053	0.176	0.31	1HA8=0.5	0.21		
02	Travée	0.101	0.134	0.170	5.12	2HA14+1HA12=5.33	1.41		
	App rive	0.098	0.130	0.170	0.76	2HA10=0.78	0.21		
03	Travée	0.085	0.111	0.172	4.27	2HA14+1HA10=4.64	1.41		
	App int	0.396	0.679	0.131	4	2HA14+1HA10=4.64	0.21		
	App rive	0.098	0.130	0.170	0.76	2HA10=0.78	0.21		
05	Travée	0.065	0.084	0.173	3.24	2HA14+1HA8=3.58	0.41		
	App int	0.518	0.378	0.152	2.22	HA14+1HA10=2.32	0.21		
	App rive	0.098	0.130	0.170	0.76	2HA10=0.78	0.21		

Tableau 3.9 : Ferrailage des poutrelles plancher étage commercial

2) Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 21.34 kn.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = -3.20 kn.m$$

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

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

- En travée

Position de l'axe neutre :

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

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

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 5.12 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.05)$$

$\Rightarrow H = -1.86 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure d'où le calcul d'une section en T

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 5.12 + (65 - 10) \times 5) y - 15 \times 5.12 \times 18 - (65 - 10) \times \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.38 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 5.38^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(5.38 - 5)^3}{3} + 15 \times 5.12 \times (18 - 5.38)^2$$

$$\Rightarrow I = 15604.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.34 \times 5.38 \times 10^3}{15604.45} = 7.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

○ **En appuis**

Appuis de rive

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.45)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.20 \times 5.45 \times 10^3}{2406} = 7.25 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 1) car elle est isostatique et d'une travée de 4,45m. Si sa flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $h=20 \text{ cm}$, $l=4.45 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = 0.045 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui}$$

est conduit selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règles BAEL91.**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

• Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0,65 \times 3,85 = 2,50 \text{KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0,65 \times 5,43 = 3,53 \text{KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,43 + 1,5) = 4,05 \text{KN/ml}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 6,18 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 8,73 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 11,13 \text{KN.m}$$

• Calcul de ρ et λ :

$$A_s = 2.76 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.76}{10 \times 18} = 0.0153$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2,56 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1,02 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y:

$$Y = 4,90 \text{cm}$$

$$I = 8,87 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

• Calcul des contraintes σ :

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 102,86 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 145,07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 185,15 \text{MPa}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,562$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,665$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,726$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par le CDG I_0 :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (45 \times 20) + (15 \times 2.76) = 941,4 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = 10,35 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9,65 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = 32692,56 \text{cm}^4$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs I_f :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 14684,9 \text{cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13253 \text{cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12529 \text{cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21328 \text{cm}^4$$

- Calcul de E :

$E_i = 32164.2Mpa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

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

- Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0,01468cm$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0,01325cm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0,01252cm$$

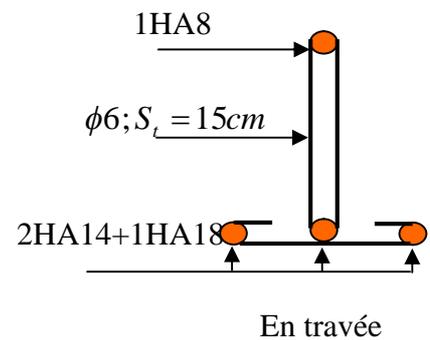
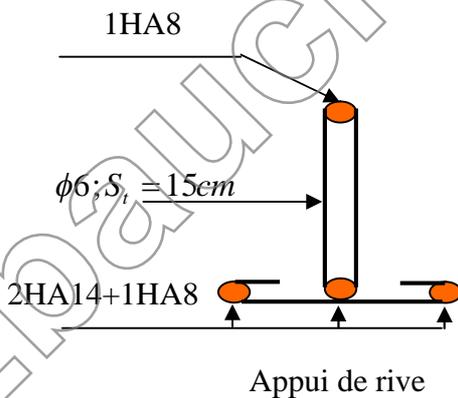
$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0,02132cm$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,02132 - 0,01468 + 0,01252 - 0,01325 = 0,4792cm$$

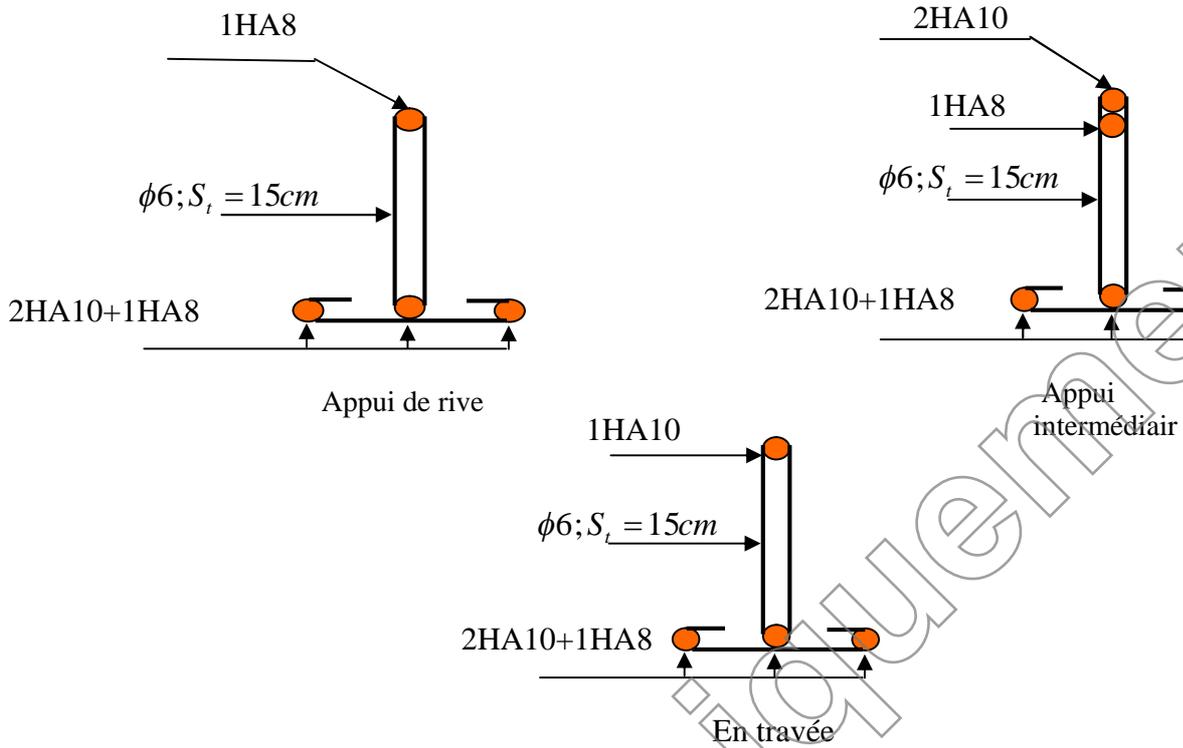
$$\Delta f = 0.4792cm < f_{adm} = 0.89cm \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles.

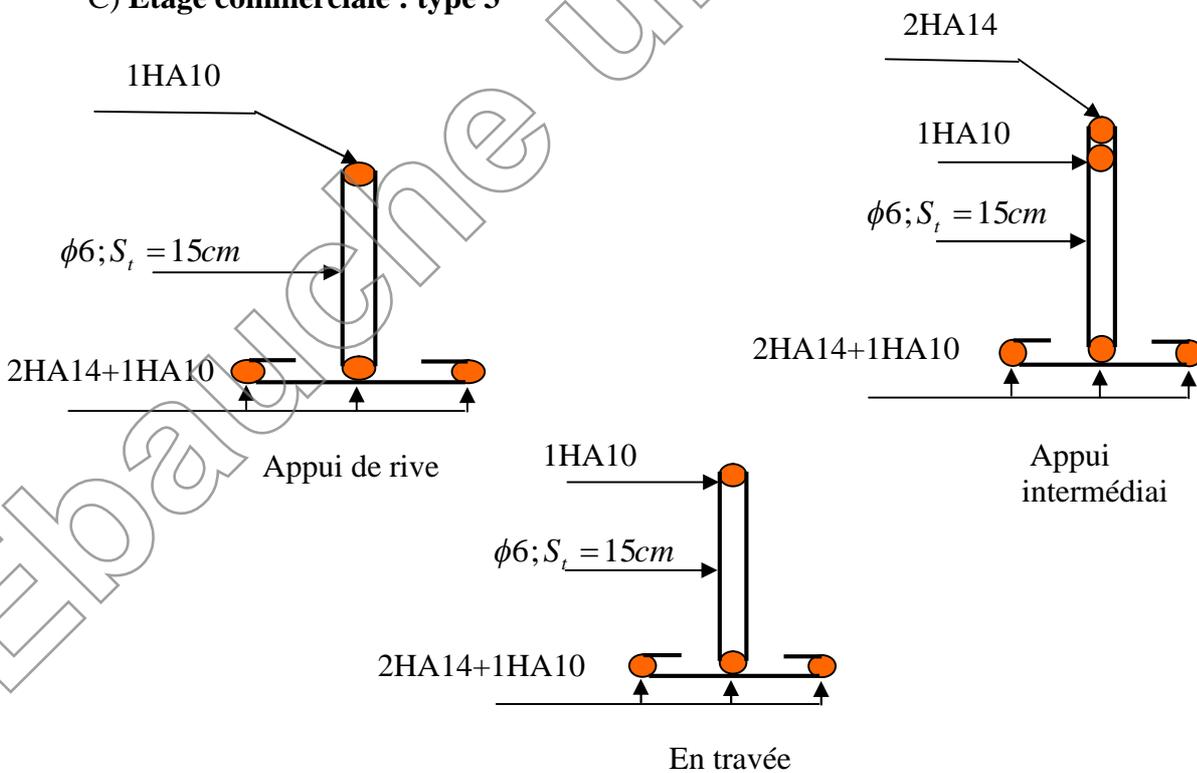
a) Tresse inaccessible : type 2



Etage courant : type 6



C) Etage commerciale : type 3



Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

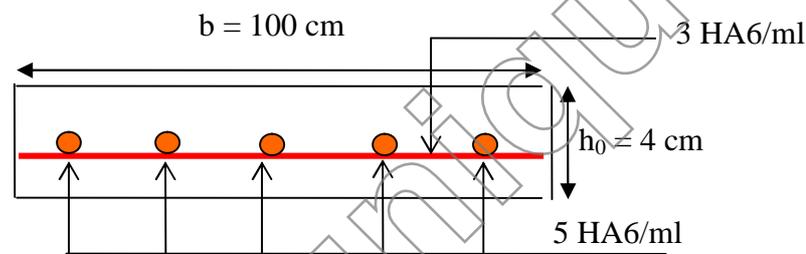


Figure 3.4 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Planchers à dalles pleines

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

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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

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

III.2.2.1. Dalles sur un seul appui

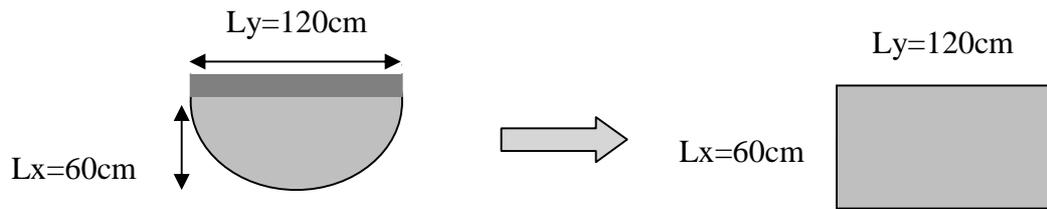


Figure 3.5 : Dalle sur un seul appui

Pour une bande de 1m on a:

o Evaluation des charges :

$G = 4,86 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,81 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 8,36 \text{ KN/m}^2$

$Q_g = 1 \text{ kn/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m}$

$q_u = 11.81 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)

Donc après calcul, on trouve :

$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$

$M_u = -2.93 \text{ KN.m}$

$V_u = 8.43 \text{ KN}$

$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$

• Ferrailage :

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

Le tableau 3.13 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Tableau 3.10: Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type 1

M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)
2.93	0.90	1.21	4HA8=2.01	25	4HA8=2.01

Vérification diverse :

a) A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 8.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.084 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ pas d'armature transversale

b) A l'ELS :

- Vérification des contraintes :

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

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

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

Le tableau (tableau 3.11) résume la vérification des contraintes :

Tableau 3.11: vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
2.31	0.087	2.2265×10^{-4}	0.9	15	vérifiée	2.017×10^2	221	vérifiée

• Schéma de ferrailage :

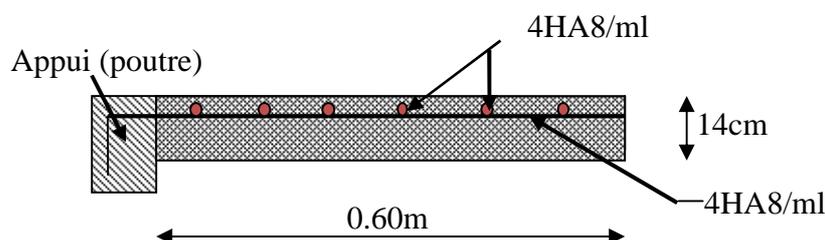


Figure 3.7 : schéma de ferrailage

III.2.2.2. Dalles sur deux appuis

$$L_x = 1,7\text{m}$$

$$L_y = 6,65\text{m}$$

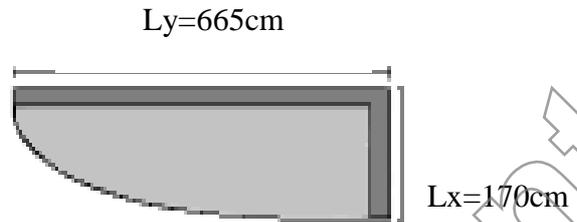


Figure 3.8 : Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{1,7}{6,65} = 0,25 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens (sens x) (console).}$$

o Evaluation des charges :

$$G = 4,86 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8,36 \text{ KN/m}^2.$$

$Q_g = 1 \text{ kn/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}.$$

a) Calcul à l'ELU

- Les sollicitations :

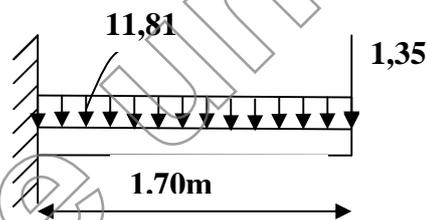


Figure 3.9: Schéma statique de la dalle (console).

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$M_U = \frac{11,81 \times 1,7^2}{2} + 1,7 \times 1,35 = 19,36 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu} = 11,81 \times 1,7 + 1,35 = 21,42 \text{ KN}.$$

• Ferrailage :

- ✓ Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

Tableau 3.12 : Calcul de la section d'acier

$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)
19.36	0.094	0,124	0.114	4.88	5T12=5.65

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.

$A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

- Armatures secondaires:

$$A_{\text{sec}} = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 = 2,01 cm^2 .

- Espacement:

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

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

- **Vérifications:**

- **l'effort tranchant:**

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $V_u = 21.42\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,178 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa}.$$

C'est vérifié.

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$1,45 < 4.88$ c'est vérifié.

b) Calcul à l'ELS :

o **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s * l^2}{2} + Q_{gs} * l = \frac{8.36 * 1.7^2}{2} + 1 * 1.7 = 13.78 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 3.74 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7528.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

o **La contrainte dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} * (d - y) = 226.80 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ c'est vérifié.

o **la flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.7} = 0.083 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.083 > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0047 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage :

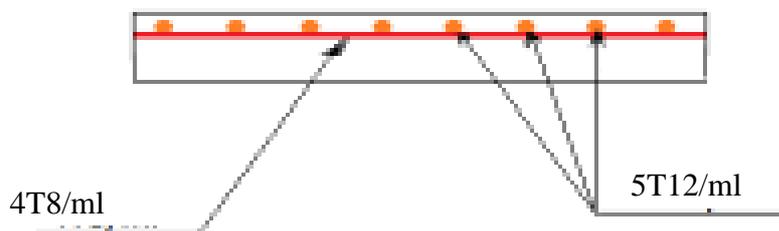


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.2.2.3. Dalles sur trois appuis

$$L_x = 160 \text{ cm}$$

$$L_y = 470 \text{ cm}$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 l_y}{2} - \frac{2P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

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

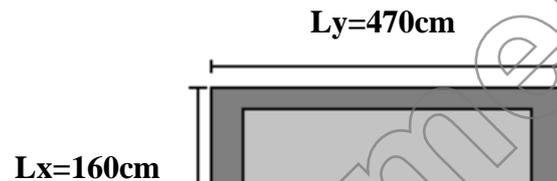


Figure 3.11 : Dalle sur 3 appuis

- Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1.6}{4.7} = 0,34 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$L_x < L_y/2$$

$$\text{On a: } G = 4,86 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 11,81 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4,86 + 3,5 = 8,36 \text{ KN/m}^2$$

- Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 11,81 \times \frac{1,6^2 \times 4,7}{2} - \frac{2 \times 11,81 \times 1,6^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 38,80 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 11,81 \times \frac{1,6^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 8,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 32.98KN.m \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 6.45KN.m \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{tx}^r = -0.3M_{0x} = -11.64KN.m \\ M_{ty}^i = -0.5M_{0x} = -19.4KN.m \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12mm$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 3\right) = 9.2cm$$

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	32.98	0,214	0,305	0.091	10.3	1.12	10T12=11.31
	Selon y	6.45	0,053	0,069	0,089	2.07	1.12	5T10=3.93
En appui	Selon x	11.64	0,075	0,098	0.1	3.34	1.12	5T10=3.93
	Selon y	19.40	0.161	0.221	0.083	6.64	1.12	6T12 =6.79

Tableau3.13 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=10cm$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=20cm$

- Vérification a l'E.L.S
- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.36 \times \frac{1.6^2 \times 4.7}{2} - \frac{2 \times 8.36 \times 1.6^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 27.46 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8.36 \times \frac{1.6^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée // L_X :

o Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 11.31 \times 10^{-4} y - 15 \times 11.31 \times 10^{-4} \times 0.104 = 0$$

On trouve : $y = 0.0448 \text{ m}$

o Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.0448^3 + 15 \times 11.31 \times 10^{-4} (0.104 - 0.0448)^2$$

$$I = 89428 \text{ cm}^4$$

o Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{27.46 \times 10^{-3} \times 0.0448}{8942.8} \Rightarrow \sigma_{bc} = 13.75 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ vérifié.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

o Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{27.46 \times 10^{-3}}{8942.8} \times (0.104 - 0.0448) \Rightarrow \sigma_{st} = 224.62 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

Travée // L_Y

o Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 0.027 \text{ m}$

o Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} \times 0.027^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0.092 - 0.027)^2 \Rightarrow I = 3146.7 \text{ cm}^4$$

o Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{5.70 \times 10^{-3} \times 0,027}{3146.7} = 4.89 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.70 \times 10^{-3}}{3146.7} \times (0.092 - 0.027) = 176.61 < 240 MPa \quad \text{c'est vérifié}$$

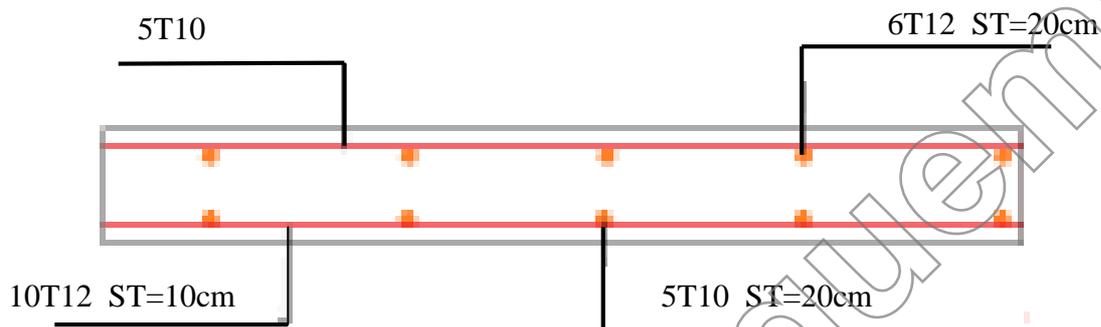


Figure 3.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

II.2.2.4. Dalle sur quatre appuis

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau

$$L_x = 180 \text{ cm}$$

$$L_y = 215 \text{ cm}$$

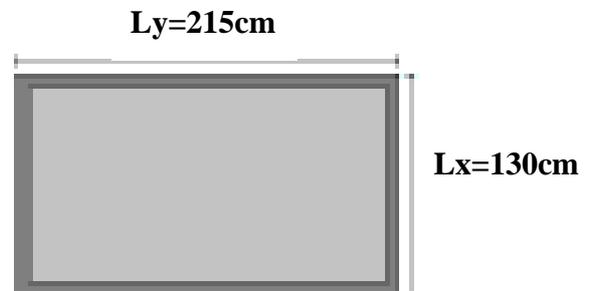


Figure 3.13 : Dalle sur 4 appuis (balcon)

Evaluation des charges

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{215} = 0.60 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2.15}{2} = 1.07 \Rightarrow L \square \geq L_y/2$$

La dalle travaille suivant deux sens.

-Calcul les sollicitations

- Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 11.81 \times \frac{2.15^3}{24} \Rightarrow M_{0x} = 4.89 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 11.81 \times \frac{2.15^2}{2} (1.8 - 1.07) + 11.81 \times \frac{2.15^3}{48} \Rightarrow M_{0y} = 8.72 \text{KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 4.15 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 7.41 \text{KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3M_{0y} = 2.61 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.3M_{0y} = 2.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

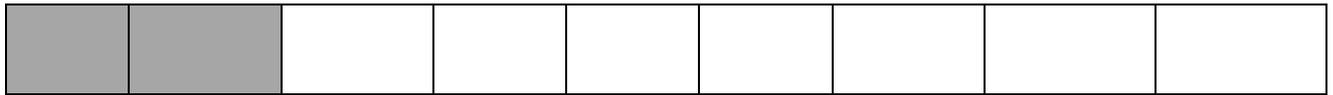
$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \cdot 1.2 + 3\right) = 9.2 \text{cm}$$

Tableau3.14 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon y	7.41	0,061	0,08	0.09	2.40	1.12	5T10=3.93
	Selon x	4.15	0,027	0,034	0,102	1.16	1.12	5T8=2.51
En appui	Selon y	2.61	0.022	0.027	0.091	0.82	1.12	5T8=2.51
	Selon x	2.61	0.022	0.027	0.091	0.82	1.12	5T8 =2,51



- Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=20cm$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=20cm$

- Vérification a l'E.L.S
- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.36 \times \frac{2.15^3}{24} = 3.46KN.m \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 3.46 = 2.94KN.m \\ M_{0y} = 8.36 \times \frac{2.15^2}{8} \times (1.3 - 1.07) + \frac{8.36}{48} \times 2.15^3 = 2.84KN.m \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 2.84 = 2.41KN.m \end{cases}$$

Travée // L_X :

- o Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0,104 = 0$$

On trouve : $y = 0,0926 m$

- o Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0926^3 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} (0,104 - 0,0926)^2$$

$$I = 2601048cm^4$$

- o Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.94 \times 10^{-3} \times 0,092}{26010.48} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.03MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ vérifié.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240MPa.$$

- o Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.94 \times 10^{-3}}{26010.48} \times (0.104 - 0.0926) \Rightarrow \sigma_{st} = 2.03 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

Travée //à L_Y

- Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 0.027 \text{ m}$

- Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} \times 0.027^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0.092 - 0.027)^2 \Rightarrow I = 3146.7 \text{ cm}^4$$

- Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{2.41 \times 10^{-3} \times 0.027}{3146.7} = 2.06 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.41 \times 10^{-3}}{3146.7} \times (0.092 - 0.027) = 74.67 < 240 \text{ MPa} \text{ c'est vérifié}$$

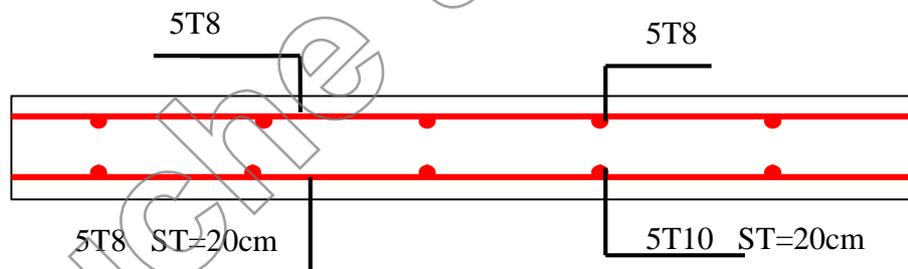


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

III.3. Etude de la dalle de l'ascenseur

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

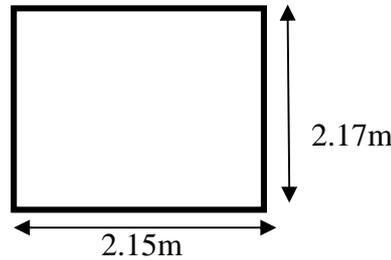


Figure 3.15 : Dalle d'ascenseur

o Evaluation des charges et surcharges

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

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{144 + 15}{4.66} = 34.12 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 40.00 \text{ KN/m}^2.$$

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

Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 40.00 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 55.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.9}{1.95} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \quad \text{Annexe 1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0376 \times 55.50 \times 2.15^2 \Rightarrow M_0^x = 9.64 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.9771 \times 9.64 \Rightarrow M_0^y = 9.42 \text{ KNm}$$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.19 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.01 \text{KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.89 \text{KNm}$

- Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.19	0.017	0,021	0.1782	1.31	2.17
	y-y	8.01	0.019	0.024	0.168	1.37	2.05
appui	y-y	2.89	0.006	0.0078	0.17	0.46	2.17
	x-x						

Tableau 3.15 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

- Vérification à l'E.L.U

1. Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.99$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 1.608\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \dots \text{Vérfiée.}$$

- Calcul des espacements

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

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

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2/ml)	A_t^{min} (cm^2/ml)	A_a^{cal} (cm^2/ml)	A_a^{min} (cm^2/ml)	A_t^{adp} (cm^2/ml)	A_a^{adp} (cm^2/ml)
Sens x-x'	8.19	2.89	1.31	2.17	0.46	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	8.01	2.89	1.37	2.05	0.46	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau 3.16 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

2. Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.99 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 39.775 \text{KN}$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 39.90 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{39.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.22 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}$ C'est Vérifié

- Vérification à l'ELS :

$v = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 40 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 41 \text{KN/m}^2$

$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.51 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.38 \text{KNm} \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.23 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 7.12 \text{KNm}$

- Vérification des contraintes

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

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

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

Sens x-x : $A_x = 3.14 \text{cm}^2$, $b = 100 \text{cm}$, $d = 18 \text{cm}$; $y = 3.673 \text{cm}$; $I = 11319.623 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.34 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$ c'est vérifier.

Sens y-y : $A_y = 3.14 \text{cm}^2$; $b = 100 \text{cm}$; $d = 17 \text{cm}$; $y = 3.558 \text{cm}$; $I = 10011.775 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.53 \leq 15 \text{MPa}$ c'est vérifier.

- 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.

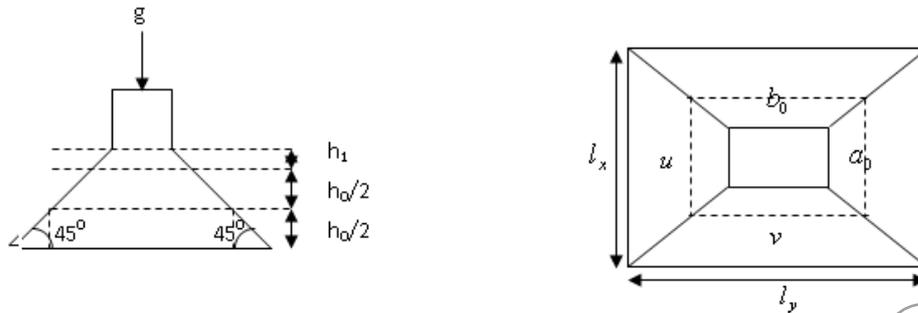


Figure 3.16 : Schéma représentant la surface d'impact

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

$a_0 \times b_0$: 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 $y-y'$.

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}$; $b_0 = 80 \text{ cm}$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 \text{ cm}. \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $g = M_c + M_m = 100 + 15 = 115 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 115 \Rightarrow P_u = 155.25 \text{ KN}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.99$ Annexe

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{215} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.50 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.50 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 8.8 \times 10^{-2}; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{217} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.49 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{217} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.49 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 7.6 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 155.25 \times 0.088 = 13.66 \text{KNm} \\ M_{y1} = 155.25 \times 0.076 = 11.80 \text{KNm} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{array} \right. \quad \text{Annexe 1.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.64 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.60 \text{KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.3 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.40 \text{KNm} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement en trav

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^y = 0.85 \times 13.40 = 11.39 \text{KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 15.3 = 13 \text{KNm} \end{array} \right.$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 13.5 = 4.05 \text{KNm}$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 17 \text{cm}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	13	4.05	2.23	2.05	0.69	2.05	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	11.39	4.05	1.95	2.05	0.69	2.05	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau3.17: Ferraillage de la dalle de la salle des machines

- Vérification à l'E.L.U

2. Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL99 (Article H. III.10)

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

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm. ; } p_u = 648 \text{ KN}$$

$$\text{Or } p_u = 155.25 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

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

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 47.916 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.282 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 115 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 115 \times (0.088 + 0.2 \times 0.076) = 11.861 \text{ KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 115 \times (0.076 + 0.2 \times 0.088) = 10.76 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.42 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.40 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.28 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.16 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes
- Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 13.28 \Rightarrow M_t^x = 11.28 \text{ Nm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 12.16 \Rightarrow M_t^y = 10.33 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 13.28 \Rightarrow M_a = 3.98 \text{KNm}$$

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

Sens x-x : $y = 3.673 \text{cm}$; $I = 11319.623 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.66 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y: $y = 3.558 \text{cm}$ et $I = 10011.775 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

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

- Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $h / l \geq 1/16$;
- $h / l \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.1. Schéma de ferrailage

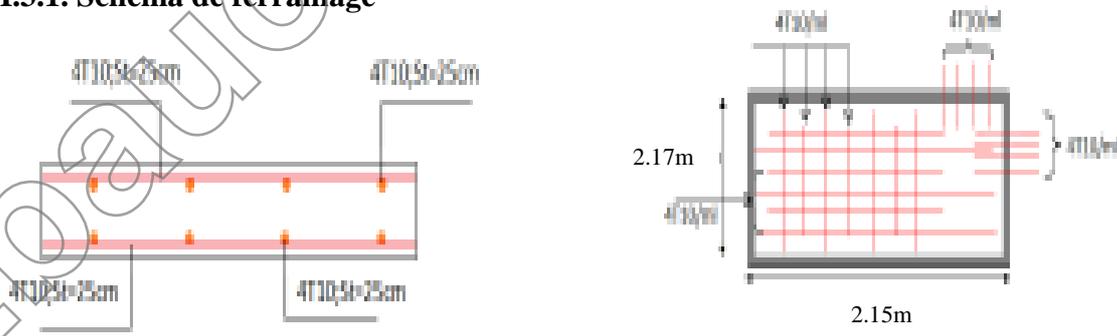


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.4 ETUDE DE L'ACROTERE

III.4.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

- Q = 1.0 KN/ml
- G = 1.88KN/ml
- A = 0.15
- C_P = 0.8
- W_p = 2.085 KN/ml
- F_p = 1.33 KN

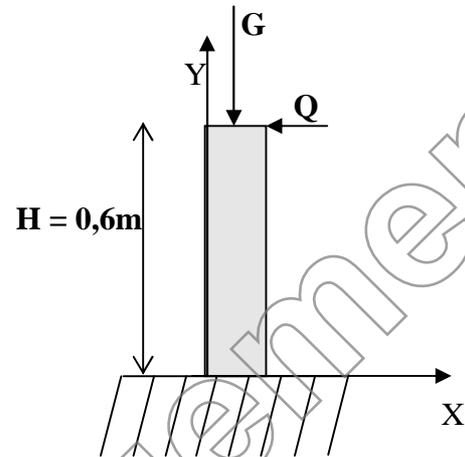


Figure 3.18 : Schéma statique de l'acrotère.

III.4.2. Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$ (surface de l'acrotère)

$$x_c = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1 / 3)}{0,069}$$

$$x_c = 0,062 \text{ m}$$

$$y_c = 0,33 \text{ m}$$

b) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 1.88 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,33 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1,33 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_p} = 0,4389 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q

N (KN)	1.88+0+0=1.88	2,54	1.88
M (KN)	0.6	0,9	0,6

Tableau 3.18 : Différentes combinaisons à utiliser

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.54} = 0.35\text{m} \\ \frac{H}{6} = 0.1\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{1}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$\text{d'où : } e_2 = 0.32 + 0.02 = 0.322\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \quad \text{BAEL91}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864\text{cm.}$$

$$\text{d'où : } e_t = e_2 + e_3 = 32.2 + 0.864 = 33.064\text{cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,54 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2 \times 0,33064 = 0,84 \text{ KN}.$$

III.4.3. Ferrailage

o À l'ELU

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0,84 + 2,54 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{0,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,013$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0,92 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_U \Rightarrow$ on adopte $A_U = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ HA6 (1,41 cm}^2/\text{ml)}.$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 1,88 = 2,85 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,036 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,575 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

○ **À l'ELS** : (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m};$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.88} = 0,319m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,319 = -0,269m = -26,9cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10cm.$$

$$Y_1 = 29,02 ; Y_1 + C = 2,12cm$$

Vérifié

$$Y_2 = -52,93 ; Y_2 + C = -79,83cm$$

N'est pas vérifié

$$Y_3 = 23,91 ; Y_3 + C = -2,99cm$$

N'est pas vérifié

Donc on choisit $Y_c = 29,02cm$.

$$Y_{ser} = 2,12cm.$$

Calcul des contraintes

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

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (2,12)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,12)^2 = 1360,02cm^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{1.88 \times 10^{-3} \times 0,269}{1360,02 \times 10^{-8}} = 37,18MPa$$

Pour le béton: $\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 37,18 \times 0,0212 = 0,78MPa < 15MPa \dots \dots \dots$ Vérifié.

et

Pour l'acier: $\sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 37,18 \times (0,08 - 0,0212) = 32,79MPa < 240MPa \dots \dots$ Vérifié.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times n\right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1.6\right) = \min(266,67 ; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{MPa.}$$

III.4. Schéma de Ferrailages

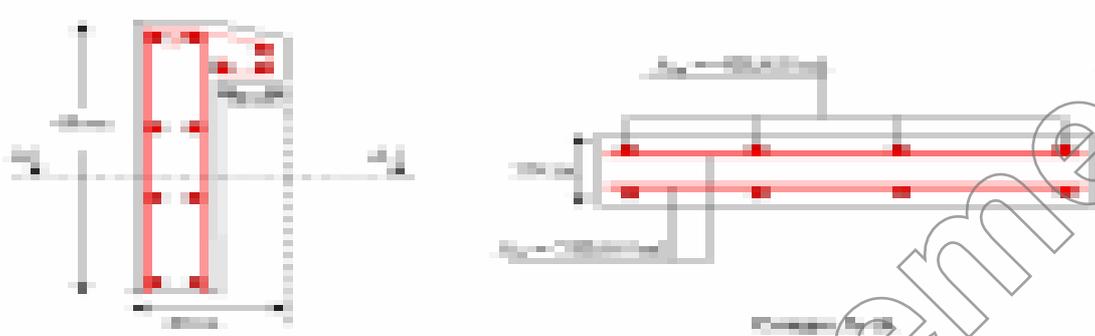


Figure 3.19 : schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.5.1. Etage courant, et RDC : (type 1)

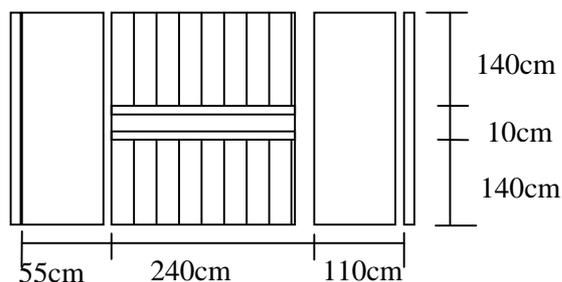
- Evaluation des charges et surcharges :

- La volée :

$$\begin{cases} G_v = 7.73 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Le palier :

$$\begin{cases} G_p = 4.86 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$



- A l'ELU :

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 7.73$$

$$\Rightarrow q_v = 14.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 4.86$$

$$\Rightarrow q_p = 10.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- A l'ELS :

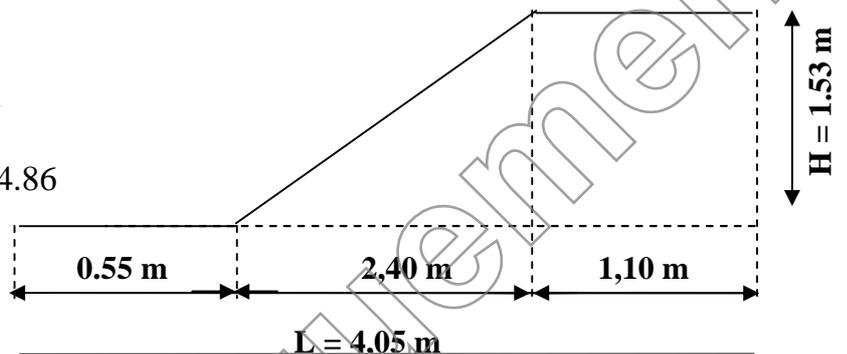
$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 2.50 + 7.73$$

$$\Rightarrow q_v = 10.23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 4.86$$

$$\Rightarrow q_p = 7.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$



$$q_v = 14.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 10.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

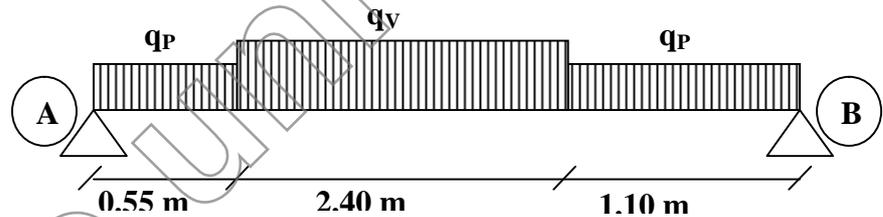


Figure 3.20 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51.04 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (10.31 \times 0.55 \times \frac{0.55}{2}) + (14.18 \times 2.40) (\frac{2.4}{2} + 0.55) +$$

$$+ (10.31 \times 1.53) \times (\frac{1.1}{2} + 2.4 + 0.55) = R_B (0.55 + 2.4 + 1.1)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{116.32}{4.05} = 28.72 \text{ KN}$$

$$R_A = 51.04 - R_B$$

$$R_A = 22.31 \text{ KN}$$

➤ Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 0.55m$

$$T_Y(x) = 22.31 - 10.31 \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 22.31 \text{KN} \\ T_Y(0.55) = 16.639 \text{KN} \end{cases}$$

- $0.55 \leq x \leq 2.95m$

$$T_Y(x) = 22.31 - 10.31 \times 0.55 - 14.18(x - 0.55)$$

$$T_Y(x) = -14.18 \times x + 24.438$$

$$\begin{cases} T_Y(0.55) = 16.64 \text{KN} \\ T_Y(2.95) = -17.40 \text{KN} \end{cases}$$

- $2.95 \leq x \leq 4.05m$

$$T_Y(x) = 22.31 - 10.31 \times 0.55 - 14.18 \times 2.40 - 10.31(x - 2.95)$$

$$T_Y(x) = -10.31 \times x + 13.022$$

$$\begin{cases} T_Y(2.95) = -17.40 \text{KN} \\ T_Y(4.05) = -28.733 \text{KN} \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 22.31 \times x - 10.31 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5.155 \times x^2 + 22.31 \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.55) = 10.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

- $0.55 \leq x \leq 2.95m$

$$M(x) = -7.09(x - 0.55)^2 + 16.64x + 1.56$$

$$\begin{cases} M(0.55) = 10.71 \text{KN.m} \\ M(2.95) = 9.80 \text{KN.m} \end{cases}$$

- $2.95 \leq x \leq 4.05m$

$$M(x) = -5.155 \times (x - 2.95)^2 - 17.39 \times x + 61.11$$

$$\begin{cases} M(2.95) = 9.80 \text{KN.m} \\ M(4.05) = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à 'X₀' tel que :

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 1.72\text{m} \quad \Rightarrow M^{\max} = 23.12\text{kn.m}$$

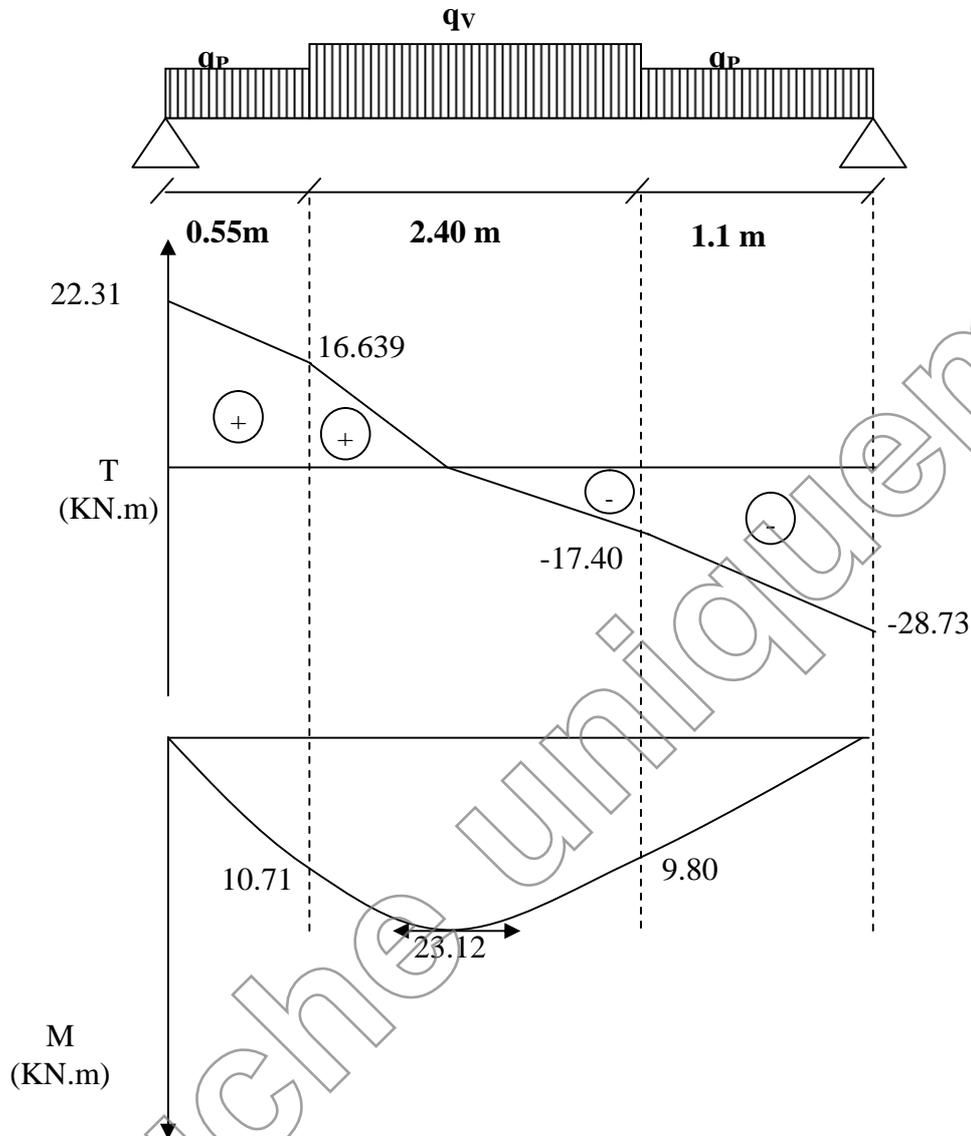


Figure 3.21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 19.65 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 9.25 \text{ KN} & \text{En appui.} \end{cases}$$

III.5.1.1. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée :

$$M^t = 19.65 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19.65 \times 10^{-3}}{1(0.14)^2 14.2} = 0.0706$$

$$\mu_{bu} = 0.0706 < \mu_l = 0.392.$$

➔ Pivot A et les armatures comprimée sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0916$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{26.950 \times 10^{-3}}{42.536} = 4.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

$$M^a = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{1(0.14)^2 14.2} = 0.0332$$

$$\mu_{bu} = 0.0332 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0422$$

$$Z = 0.137 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{0.137 \times 348} = 1.931 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (\text{cm}^2)$	$A_{Adopte} (\text{cm}^2)$
Travée	19.65	0.0706	0.0916	0.134	4.18	$5\phi 12 = 5.65$
Appui	9.25	0.0332	0.0422	0.137	1.931	$4\phi 10 = 3.14$

Tableau 3.19 : Calcul des armatures principales

- Armatures de répartition :

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4\phi 8 = 2.009 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (Armatures principales).}$$

➔ Condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0.14 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{28.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.205 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.205 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3.25 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'espacement des armatures :

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33 \text{ cm}) = (3.16; 33) = 33 \text{ cm}$

- Les armatures secondaires : $(4h; 45 \text{ cm}) = (4.16; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

D'après le BAEL91 / article 5. 13. 2 on a deux types :

- L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 0.14 = 0.126$$

$$0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 0.126 \times 1 \times 25 = 0.841 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0.02873 \text{ MN} \leq 0.841 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 5.65 + 3.14 = 8.79 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 28.73 \times 10^{-3} = 0.826 \text{ cm}^2$

$$A_l = 8.79 \text{ cm}^2 \geq 0.826 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III. 5. 1. 2. Vérification de la section à l'ELS :

$$q_p = 7.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_v = 10.23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

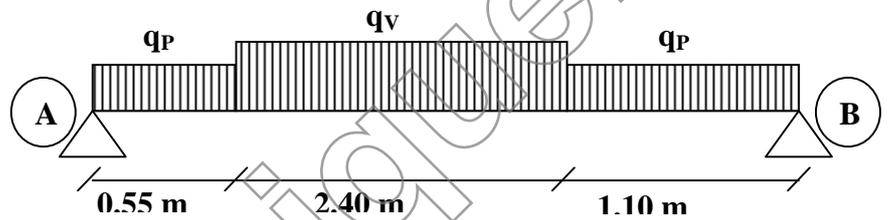


Figure 3.22 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 7.36 \times 0.55 + 10.23 \times 2.40 + 7.36 \times 1.10$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 36.69 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (7.36 \times 0.55 \times \frac{0.55}{2}) + (10.23 \times 2.40)(\frac{2.4}{2} + 0.55) +$$

$$+ (7.36 \times 1.53) \times (\frac{1.1}{2} + 2.4 + 0.55) = R_B (0.55 + 2.4 + 1.1)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{83.49}{4.05} = 20.61 \text{ KN}$$

$$R_A = 36.69 - R_B$$

$$R_A = 16.081 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• Effort tranchant :

• $0 \leq x \leq 0.55 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 16.08 - 7.36 \cdot x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 7.36 \text{ KN} \\ T_Y(0.55) = 12.032 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0.55 \leq x \leq 2.95 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 16.081 - 7.36 \times 0.55 - 10.23(x - 0.55)$$

$$T_Y(x) = -10.23 \times x + 17.66$$

$$\begin{cases} T_Y(0.55) = 12.03 \text{ KN} \\ T_Y(2.95) = -12.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 2.95 \leq x \leq 4.05 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 16.081 - 7.36 \times 0.55 - 10.23 \times 2.40 - 7.36(x - 2.95)$$

$$T_Y(x) = -7.36 \times x + 9.19$$

$$\begin{cases} T_Y(2.95) = -12.51 \text{ KN} \\ T_Y(4.05) = -20.618 \text{ KN} \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 16.081 \times x - 7.36 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -3.68 \times x^2 + 16.081 \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.55) = 7.731 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 0.55 \leq x \leq 2.95 \text{ m}$$

$$M(x) = -5.11(x - 0.55)^2 + 12.033x + 1.113$$

$$\begin{cases} M(0.55) = 7.73 \text{ KN.m} \\ M(2.95) = 7.176 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 2.95 \leq x \leq 4.05 \text{ m}$$

$$M(x) = -3.68 \times (x - 2.95)^2 - 12.51 \times x + 44.075$$

$$\begin{cases} M(2.95) = 7.17 \text{ KN.m} \\ M(4.05) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à 'X₀' tel que :

$$dM_x/dx = 0$$

$$\text{Donc } x_0 = 1.72m \quad \Rightarrow M^{\max} = 14.81 \text{ kn.m}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 12.58 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 5.92 \text{ KN.m} & \text{En appui.} \end{cases}$$

Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible.

BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

III. 5. 1. 3. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Équilibre des forces → Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

a) En travée : $M_{ser}^t = 12.58 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 \times 5.65y - 15 \times 5.65 \times 14 = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1186.5 = 0$$

$$y = 4.09 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(4.09)^3}{3} + 15 \times 5.65(14 - 4.09)^2$$

$$I = 10603.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{10603.73 \times 10^{-8}} \times 0.0409 = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifié.}$$

b) En appuis : $M_{ser}^a = 5.92 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 \times 3.14y - 15 \times 3.14 \times 14 = 0$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.19)^3}{3} + 15 \times 3.19(14 - 3.14)^2$$

$$I = 6725.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.58 \times 10^{-3}}{6725.46 \times 10^{-8}} \times 0.0319 = 2.646 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.646 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\'erifi\'e.}$$

III. 5. 1.4. Sch\'emas de ferrailage de l'escalier :

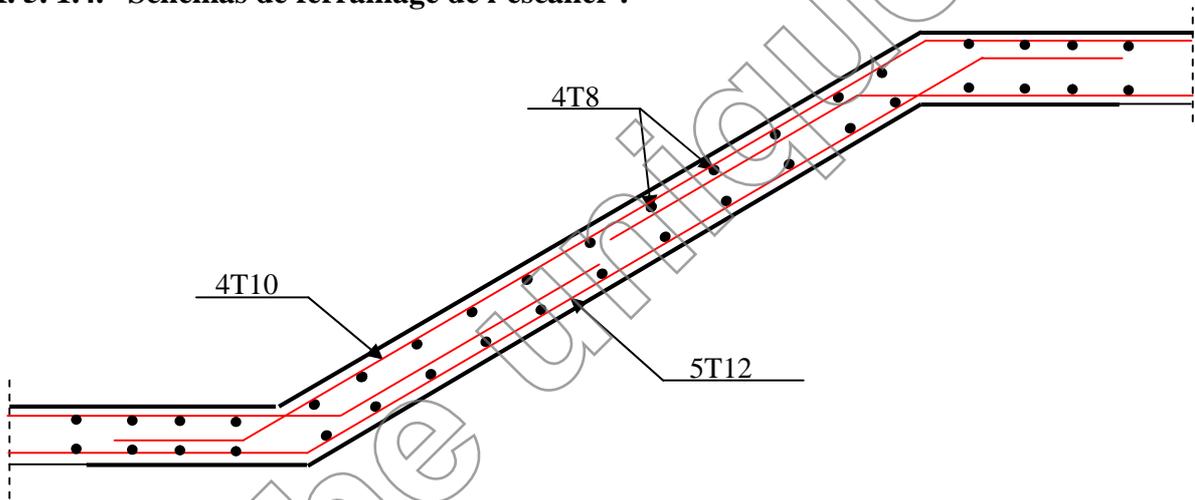


Figure 3.23 : Sch\'ema de ferrailage de l'escalier

III. 5. 2. Rentr\'ees de bloc : (type 2)

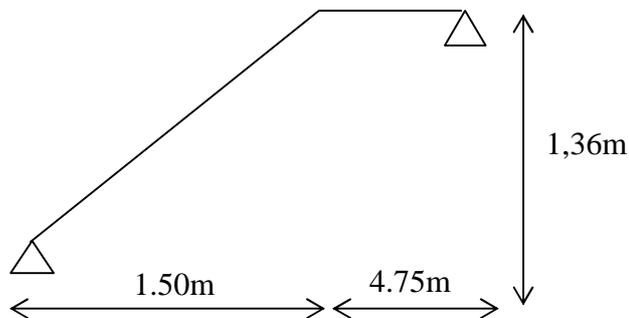


Figure3.24: Coupe de l'escalier type 2

Calcul des sollicitations :

➤ A L'ELU :

Volée : $q_v = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 2.5 = 12.64 \text{KN/m}^2$

Palier : $q_p = 1.35 \times 4.3 + 1.5 \times 2.5 = 9.55 \text{KN/m}^2$

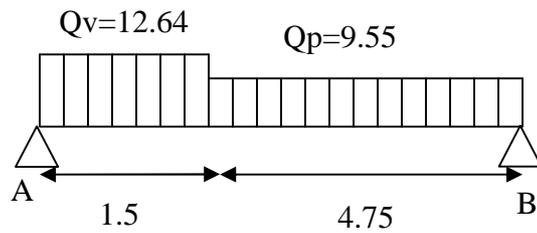


Figure 3.25: Schéma statique

Par la méthode RDM on trouve:

$$\begin{cases} R_A = 33.92 \text{KN.} \\ R_B = 30.39 \text{KN.} \\ M_0^{\max} = 10.88 \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$\begin{cases} M_t = 0.8M_0 = 8.70 \text{KN.m} \\ M_a = 0.4M_0 = 4.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	8.70	0.032	0.040	0.13	1.81	3Φ10 = 2.35
Appui	4.35	0.016	0.020	0.65	0.92	3T8 = 1.50

Tableau 3.20: Calcul des armatures principales

• Armatures de répartition :

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.58 \text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 2\phi 8 = 1 \text{cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{2} = 50 \text{cm}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- $A = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$ (Armatures principales).

➔ Condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min(0.14 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{20.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.5 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'espacement des armatures :

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33 \text{ cm}) = (3.12; 33) = 33 \text{ cm}$
- Les armatures secondaires : $(4h; 45 \text{ cm}) = (4.12; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

D'après le BAEL91 / article 5.13.2 on a deux types :

- L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 0.14 = 0.09$$

$$0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 0.09 \times 1 \times 25 = 0.60 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0.060 \text{ MN} \leq 0.841 \text{ MN} \text{ Condition vérifiée.}$$

- L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 2.35 + 1.50 = 3.85 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 20.71 \times 10^{-3} = 0.59 \text{ cm}^2$

$$A_l = 3.85 \text{ cm}^2 \geq 0.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III. 5. 2. 1. Vérification de la section à l'ELS :

$$q_p = 6.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_v = 9.09 \text{ KN/m}^2$$

$$R_A + R_B = 45.93 \text{ KN}$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 27.98 \text{ KN.} \\ R_B = 17.94 \text{ KN.} \\ M_0^{\max} = 8.15 \text{ N.m} \end{array} \right. \text{ Donc on a : } \left\{ \begin{array}{l} M^t = 0.85 M_{\max} = 6.92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 3.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

III. 5. 2. 2 Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Équilibre des forces → Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

c) En travée : $M'_{ser} = 6.92 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 \times 2.35y - 15 \times 2.35 \times 10 = 0$$

$$50y^2 + 35.25y - 352.5 = 0$$

$$y = 2.32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(2.32)^3}{3} + 15 \times 2.35(10 - 2.32)^2$$

$$I = 2495.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.92 \times 10^{-3}}{2495.36 \times 10^{-8}} \times 0.0232 = 2.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

En appuis : $M^a_{ser} = 3.26 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 \times 3.14y - 15 \times 3.14 \times 14 = 0$$

$$y = 3.19cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.19)^3}{3} + 15 \times 3.19(14 - 3.14)^2$$

$$I = 6725.46cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.26 \times 10^{-3}}{6725.46 \times 10^{-8}} \times 0.0319 = 2.146MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.146MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

III. 5. 2.3. Schémas de ferrailage de l'escalier :

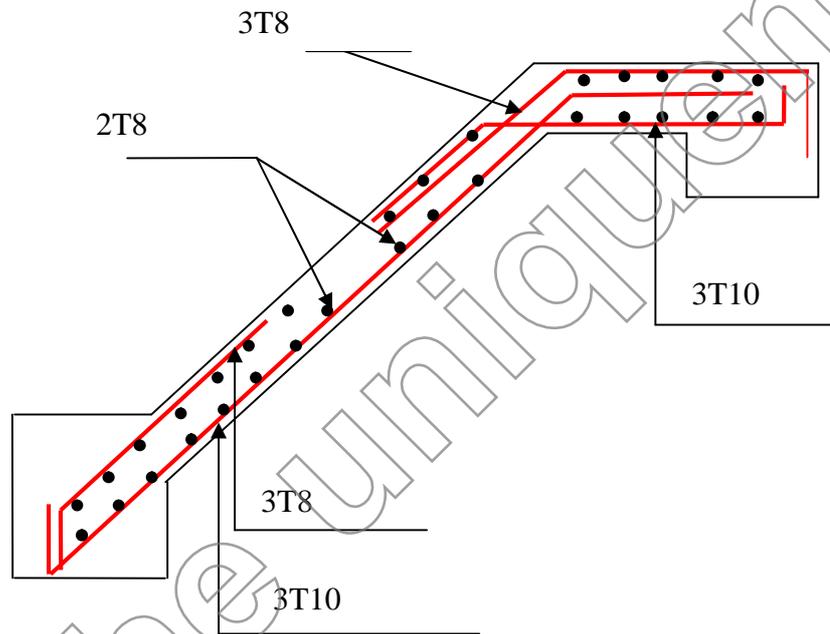


Figure 3.26 : Schémas du ferrailage de l'escalier type 2

III.6. Étude de la poutre palière

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

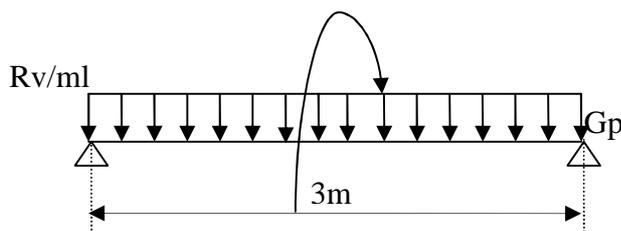


Figure 3.27 : Schéma statique de la poutre palière

- Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

- Vérification

D après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{KN} / \text{ml}$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

À L'ELU : $R_b = 18.89 + 13.94 = 32.83 \text{KN/ml}$.

À L ELS : $R_b = 13.05 + 9.94 = 23.00 \text{KN/ml}$.

Calcul des sollicitations

- A l'ELU

$q_u = 1.35 \times 2.625 + 32.82 = 36.36 \text{KN} / \text{ml}$

En travée : $M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.36 \times 3.80^2}{8} = 65.62 \text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.4 \times 65.62 = 26.25 \text{KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 36.36 \times \frac{3.80}{2} = 69.08 \text{KN}$

- A l'ELS

$q_s = 25.62 \text{KN} / \text{ml}$

En travée : $M_t = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.62 \times 3.80^2}{8} = 46.24 \text{KN.m}$

En appui : $M_a = 0.4 \times 46.24 = 21.27 \text{KN.m}$

- calcul d'armature à la flexion simple :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	65.62	0.150	0.204	0.293	6.43	6HA12=6.79
En appuis	26.25	0.0601	0.0776	0.310	2.43	3HA12=3.39

Tableau 3.21 : Calcul d'armature

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25\text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 5.25\text{cm}^2$

- 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 (Tableau 3.19).

$$M^{torsion} = M_b^a = 9.25\text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0705 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.066\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_a \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.01\text{cm}^2$$

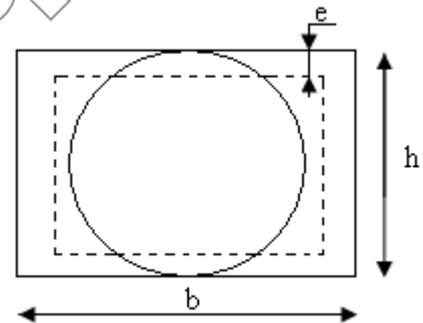


Figure 3.28 : Section creuse équivalente

Choix des armatures

- En travée

$$A^t = 6.43 + \frac{2.01}{2} = 7.43\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01\text{cm}^2$$

- En appui

$$A^a = 5.25 + \frac{2.01}{2} = 6.25\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. Article A.5.421

BAEL91

On a $V_{max} = 69.08\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{69.08 \times 10^{-3}}{0.32 \times 0.3} = 0.719\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_a}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{0.0705 \times 2 \times 0.05} = 1.31\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.31\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

IV.6.1. Ferrailage :

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15\text{cm}$

– Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.719 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.125\text{cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_a \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.25 \times 10^{-3} \times 106 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 705 \times 10^{-8} \times 348} = 0.023\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

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

Sur appuis ($M_a = 21.27\text{KN.m}$) ; $y = 8.85\text{cm}$; $I = 34190\text{cm}^4$

Application numérique $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.27 \times 8.85 \times 10^3}{34190} = 5.50\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.50\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

En travée ($M^t = 46.24 \text{ KN.m}$)

$$\text{Application numérique } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{46.24 \times 8.85 \times 10^3}{34190} = 11.96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifié

- Schéma de ferrailage de la poutre palière :

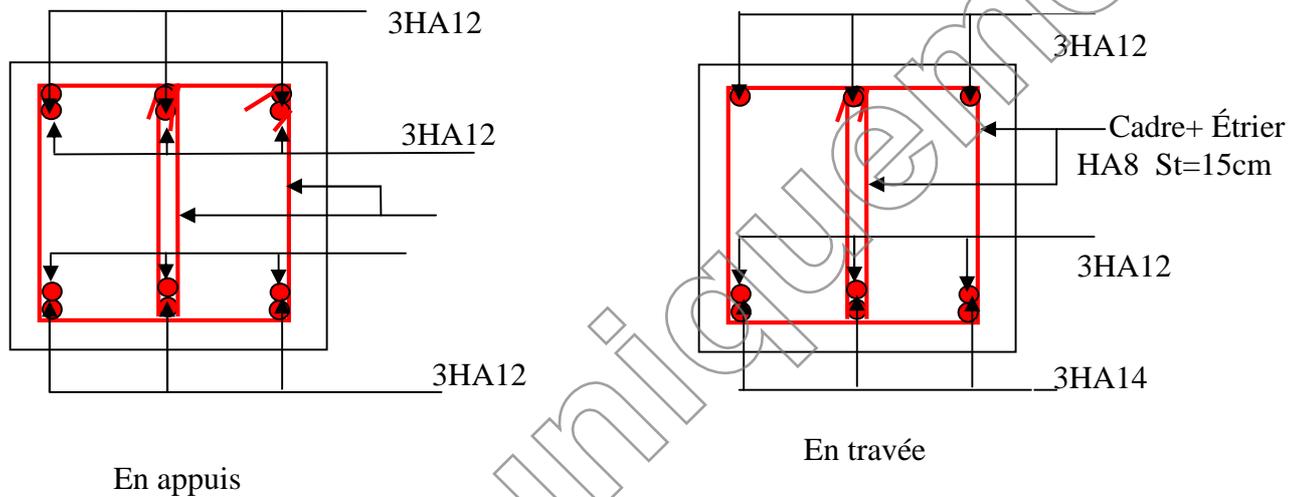


Figure 3.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre est l'une des catastrophes naturelles parmi les plus dangereuses. A la différence d'un cyclone ou d'une éruption volcanique, un séisme frappe en quelques secondes ne donnant aucune chance de fuir.

Le nord algérien est confronté a de violents séismes de plus en plus fréquents, rien que lors de la dernière décennie pas moins de trois séismes de magnitude supérieure ou égale a 5,5 sur l'échelle de Richter. Ces séismes provoquent d'importants dégâts matériels et occasionnent la perte de nombreuses vies humaines, d'où l'importance de la conformité de la construction vis-à-vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version2003).

IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente ;

Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

➤ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 v2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et commerce), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le *tableau 4.1 (RPA99 2003)*.

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement et des matériaux.

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

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 :

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0

Donc $Q = 1.20$

- 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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

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 commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Pour ce qui est de notre structure le poids calculé est $W=46954,664\text{KN}$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme(S2)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.4\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Les valeurs de ζ (%) sont données sur le tableau suivant:

Tableau 4.2 Les valeurs de ζ (%)

RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 37.66 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (37.66)^{3/4} = 0.76 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

L : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.50 \text{ m}, \quad L_y = 16.34 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.635 \text{ s} \\ T_y = 0.837 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.635 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.76 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.3 \times 0.76 = 0.988s \\ T_{Sx} = 1.3 \times 0.635 = 0.825s \end{cases}$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.635}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.488$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.320$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$W = 46954,664 \text{ KN}$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.488 \times 1.20}{5} \times 46954,664 = 2515,26 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.20}{5} \times 46954,664 = 2231,28 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non-conforme aux conditions exigées par 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 le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

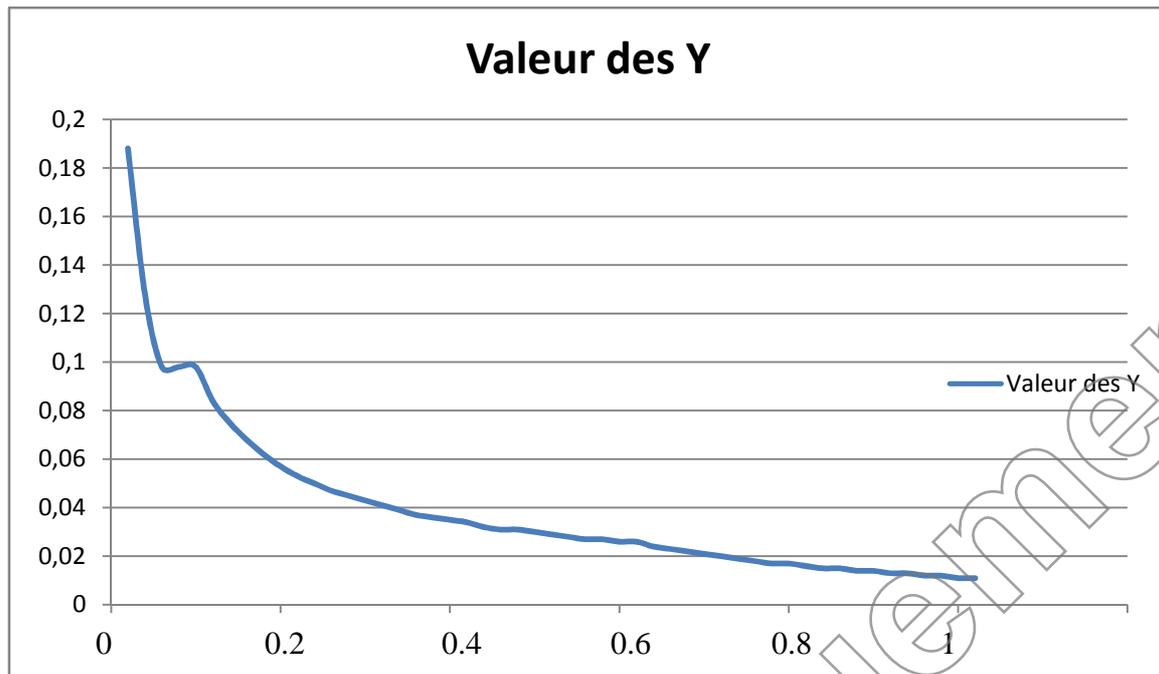
RPA99 (Formule 4-13)

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.3 Spectre de réponse de calcul résumé des résultats

T(s)	U _{x,y}								
0	0.188	1.1	0.05	2.2	0.031	3.3	0.022	4.4	0.014
0.1	0.128	1.2	0.047	2.3	0.031	3.4	0.021	4.5	0.013
0.2	0.098	1.3	0.045	2.4	0.030	3.5	0.02	4.6	0.013
0.3	0.098	1.4	0.043	2.5	0.029	3.6	0.019	4.7	0.012
0.4	0.098	1.5	0.041	2.6	0.028	3.7	0.018	4.8	0.012
0.5	0.084	1.6	0.039	2.7	0.027	3.8	0.017	4.9	0.011
0.6	0.075	1.7	0.037	2.8	0.027	3.9	0.017	5	0.011
0.7	0.068	1.8	0.036	2.9	0.026	4	0.016		
0.8	0.062	1.9	0.035	3	0.026	4.1	0.015		
0.9	0.057	2	0.034	3.1	0.024	4.2	0.015		
1	0.053	2.1	0.032	3.2	0.023	4.3	0.014		



IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations dues à leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.2.6. Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure 4.1.

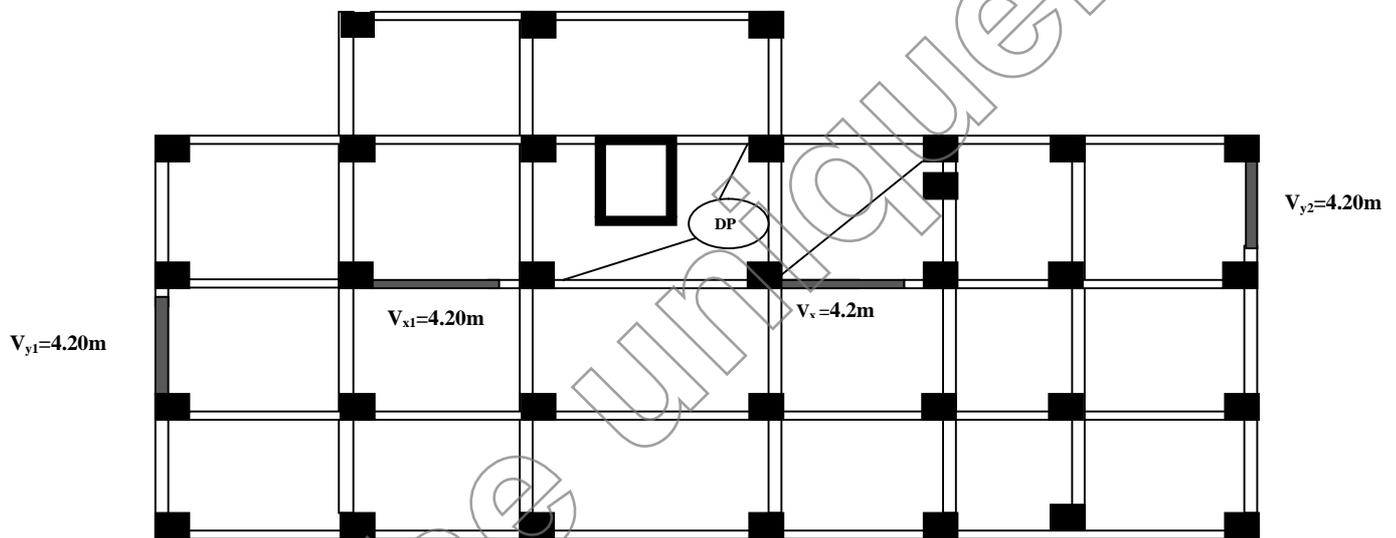


Figure 4.1 : Schéma de disposition des voiles.

Les trois premiers modes de déformation sont les suivants :

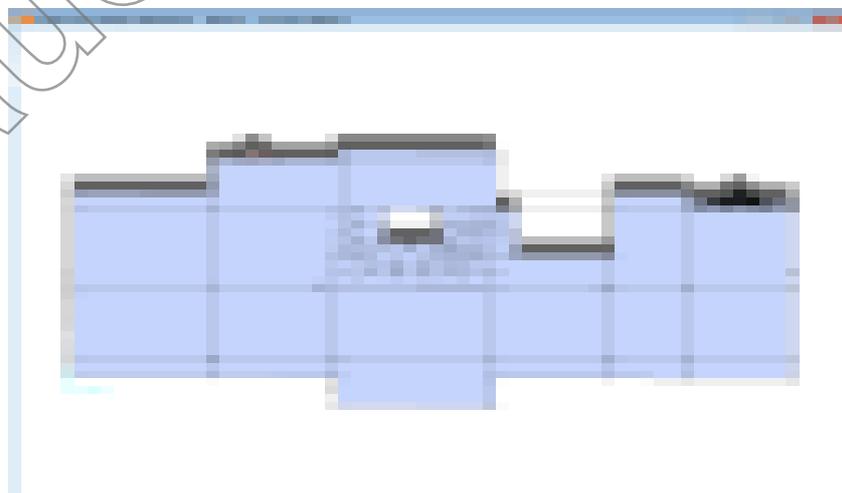


Figure4.2 : Translation suivant l'axe y-y

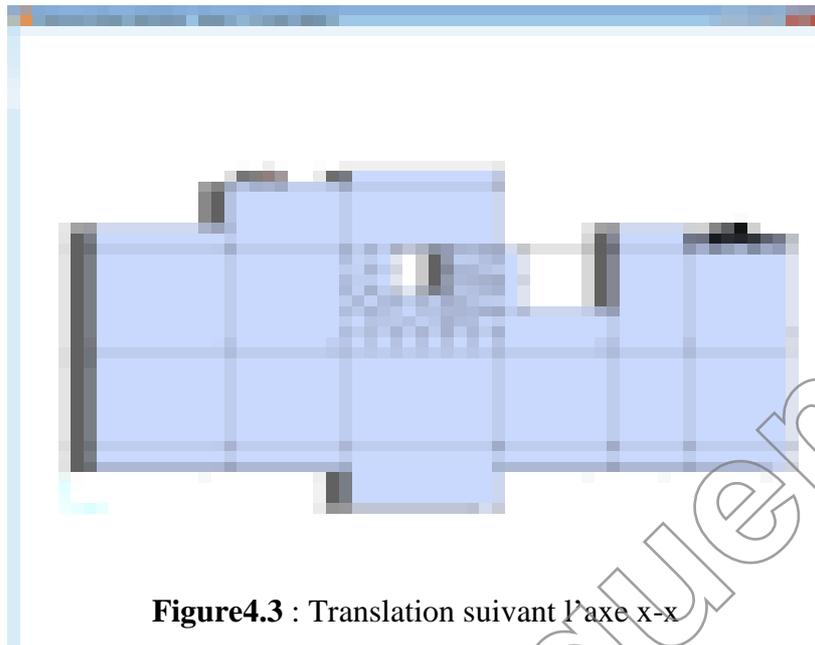


Figure4.3 : Translation suivant l'axe x-x

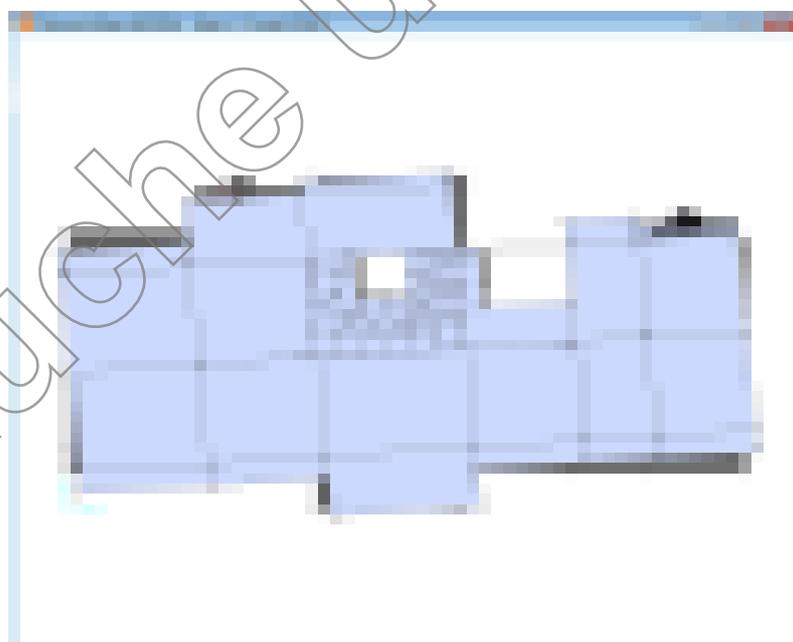


Figure4.4 : Rotation

IV.2.7. Résultats et discussions:

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau 4.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Periode	Individuel mode		Cumulative sum(%)	
	Sec	UX	UY	UX	UY
1	0,9414	0,0046	0,662	0,46	66,2
2	0,808183	0,665	0,667	66,5	66,7
3	0,709298	0,665	0,667	66,5	66,7
4	0,247919	0,665	0,843	66,5	84,3
5	0,224771	0,829	0,843	82,9	84,3
6	0,179811	0,829	0,843	82,9	84,3
7	0,115092	0,829	0,907	82,9	90,7
8	0,107423	0,895	0,907	89,5	90,7
9	0,098484	0,895	0,907	89,5	90,7
10	0,094224	0,895	0,907	89,5	90,7
11	0,092201	0,896	0,907	89,6	90,7
12	0,089377	0,896	0,907	89,6	90,7
13	0,085887	0,897	0,907	89,7	90,7
14	0,085209	0,897	0,907	89,7	90,7
15	0,084838	0,897	0,908	89,7	90,8
16	0,084666	0,898	0,908	89,8	90,8
17	0,084381	0,898	0,908	89,8	90,8
18	0,08417	0,901	0,908	90,1	90,8

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 prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens **yy**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **xx**, ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

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.

$$T_{xf} = 0.808S < T = 0.825S; T_{yf} = 0.941s < T_y = 0.988s.$$

Il est remarquable également que dans notre analyse que (18) modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans le sens x et de sept dans le sens y.

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux 4.3 et 4.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

✓ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.5. Vérification sous charges horizontales

Niveau	charge reprise (Kn)				Pourcentages repris (%)			
	portiques		voiles		portiques		voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
S SOL	26,242	44,03	124,41	102,65	17,419	30,017	82,581	69,983
RDC	505,055	851,456	1037,27	465,32	32,7463	64,662	67,2537	35,338
1 ére	519,144	467,472	989,042	636,51	34,4217	42,344	65,5783	57,656
2 émé	535,965	527,173	907,754	525,68	37,1239	50,071	62,8761	49,929
3 émé	601,206	580,047	773,158	452,54	43,7443	56,174	56,2557	43,826
4 émé	659,45	632,728	641,26	372,63	50,6992	62,936	49,3008	37,064
5 émé	581,197	567,883	604,716	354,78	49,0084	61,548	50,9916	38,452
6 émé	626,334	609,206	453,597	261,24	57,9976	69,988	42,0024	30,012
7 émé	504,452	505,592	421,406	253,66	54,4848	66,591	45,5152	33,409
8 émé	528,24	530,383	279,956	169,95	65,3604	75,733	34,6396	24,267
9 émé	377,898	397,101	241,445	149,65	61,0159	72,629	38,9841	27,371
10 émé	466,544	475,688	162,388	120,12	74,1804	79,84	25,8196	20,16

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée sauf au sous-sol a cause de la présence de voile périphérique qui reprenne une charge importante par rapport au portiques

On remarque, dans la direction y que la participation des voiles de RDC est particulièrement basse par rapport au 1^{ère} étage cela est du au fait que le nombre de portiques se diminue

✓ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.6. Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprise (Kn)		Pourcentages repris(Kn)	
	Portiques	Voiles	Portiques(%)	Voiles(%)
S SOL	9748,781	3241,59	75,0462092	24,9537908
RDC	41438,878	6639,409	86,1904211	13,8095789
1 ^{ère} étage	36981,184	6097,083	85,8464989	14,1535011
2 ^{ème}	32615,176	5784,303	84,9365066	15,0634934
3 ^{ème}	28711,466	5183,253	84,7077859	15,2922141
4 ^{ème}	24846,108	4569,425	84,4659453	15,5340547
5 ^{ème}	20773,035	4127,982	83,4224361	16,5775639
6 ^{ème}	17078,922	3468,49	83,1195773	16,8804227
7 ^{ème}	13294,776	2919,408	81,9947276	18,0052724
8 ^{ème}	9837,632	2191,684	81,780477	18,219523
9 ^{ème}	6331,922	1523,755	80,6031358	19,3968642
10 ^{ème}	3133,077	724,188	81,2253501	18,7746499

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf au sous-sol a cause de la présence de voile périphérique.

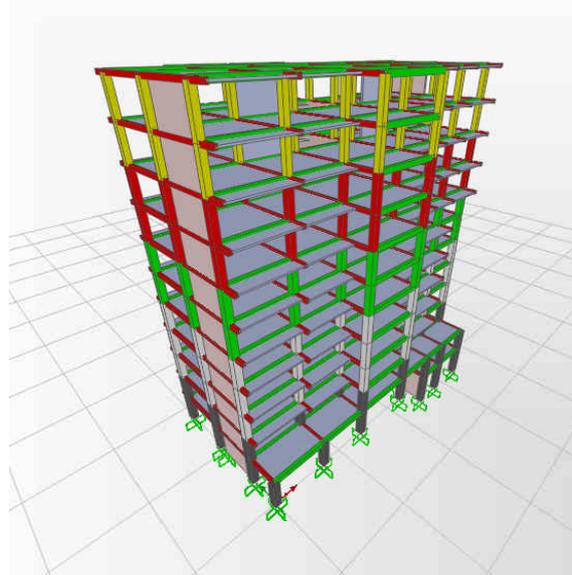


Figure 4.5 : Vue 3D de la structure étudiée.

c) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau 4.7. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	Vdyn(Kn)	Vst(Kn)	Vdyn/Vst	Observation
Sens X-X'	1891,517	2633,18	0,71833	Non vérifie
SENS Y-Y'	1759,414	2289,911	0,76835	Non vérifie

On voit bien que V_{dyn} est inférieure à 80% V_{st} , ceci implique une majoration de tous les paramètres de réponse par un coefficient qui est égale à $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

d) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 4.8

Tableau 4.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B(m)	Nd(Kn)	fc28 (Mpa)	V	Observation
RDC	65x65	0,4225	3167,448	25	0,298	Vérifie
1 ère	65x65	0,4225	2853,595	25	0,27	Vérifie
2 ème	60x60	0,36	2542,203	25	0,282	Vérifie
3 ème	60x60	0,36	2242,344	25	0,249	Vérifie
4 ème	60x60	0,36	1947,963	25	0,216	Vérifie
5 ème	55x55	0,3025	1657,439	25	0,219	Vérifie
6 ème	55x55	0,3025	1376,895	25	0,182	Vérifie
7 ème	50x50	0,25	1099,489	25	0,175	Vérifie
8 ème	50x50	0,25	830,321	25	0,132	Vérifie
9 ème	45x45	0,2025	562,923	25	0,111	Vérifie
10 ème	45x45	0,2025	301,068	25	0,059	Vérifie

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

e) Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9. Vérification des déplacements dans le sens X-X'

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	0,0001	0,0005	0	0,0005	4	0,000125	Vérifiée
2	0,0005	0,0025	0,0005	0,002	3,06	0,00065359	Vérifiée
3	0,0014	0,007	0,0025	0,0045	3,06	0,00147059	Vérifiée
4	0,0027	0,0135	0,007	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
5	0,0041	0,0205	0,0135	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée
6	0,0057	0,0285	0,0205	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
7	0,0073	0,0365	0,0285	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
8	0,009	0,045	0,0365	0,0085	3,06	0,00277778	Vérifiée
9	0,0106	0,053	0,045	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
10	0,0122	0,061	0,053	0,008	3,06	0,00261438	Vérifiée
11	0,0137	0,0685	0,061	0,0075	3,06	0,00245098	Vérifiée
12	0,0151	0,0755	0,0685	0,007	3,06	0,00228758	Vérifiée

Tableau 4.10. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	0,0001	0,0005	0	0,0005	4	0,000125	Vérifiée
2	0,0009	0,0045	0,0005	0,004	3,06	0,00130719	Vérifiée
3	0,0022	0,011	0,0045	0,0065	3,06	0,00212418	Vérifiée
4	0,0037	0,0185	0,011	0,0075	3,06	0,00245098	Vérifiée
5	0,0054	0,027	0,0185	0,0085	3,06	0,00277778	Vérifiée
6	0,0072	0,036	0,027	0,009	3,06	0,00294118	Vérifiée
7	0,0092	0,046	0,036	0,01	3,06	0,00326797	Vérifiée
8	0,0111	0,0555	0,046	0,0095	3,06	0,00310458	Vérifiée
9	0,013	0,065	0,0555	0,0095	3,06	0,00310458	Vérifiée
10	0,0149	0,0745	0,065	0,0095	3,06	0,00310458	Vérifiée
11	0,0168	0,084	0,0745	0,0095	3,06	0,00310458	Vérifiée
12	0,0185	0,0925	0,084	0,0085	3,06	0,00277778	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f) Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA99 (5.9)]

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X-X'

Niveau	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	Observation
1	0,0005	42252,374	169,188	4	0,03121703	Vérifiée
2	0,002	37804,352	1732,09	3,06	0,01426527	Vérifiée
3	0,0045	33678,177	1693,75	3,06	0,02924087	Vérifiée
4	0,0065	29720,191	1621,351	3,06	0,03893736	Vérifiée
5	0,007	25784,269	1541,463	3,06	0,0382647	Vérifiée
6	0,008	21816,662	1460,747	3,06	0,03904648	Vérifiée
7	0,008	18004,679	1331,825	3,06	0,03534327	Vérifiée
8	0,0085	14208,506	1212,84	3,06	0,03254186	Vérifiée
9	0,008	10555,493	1039,774	3,06	0,02654044	Vérifiée
10	0,008	6913,133	907,634	3,06	0,01991282	Vérifiée
11	0,0075	3436,852	695,545	3,06	0,01211087	Vérifiée
12	0,007	0	706,314	3,06	0	Vérifiée

Tableau 4.12. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y-Y'

Niveau	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	Observation
1	0,0005	42252,374	155,998	4	0,0338565	Vérifiée
2	0,004	37804,352	1400,401	3,06	0,03528807	Vérifiée
3	0,0065	33678,177	1174,087	3,06	0,06093127	Vérifiée
4	0,0075	29720,191	1119,709	3,06	0,06505584	Vérifiée
5	0,0085	25784,269	1098,166	3,06	0,06522053	Vérifiée
6	0,009	21816,662	1069,2	3,06	0,0600137	Vérifiée
7	0,01	18004,679	981,256	3,06	0,05996276	Vérifiée
8	0,0095	14208,506	925,728	3,06	0,04765047	Vérifiée
9	0,0095	10555,493	807,47	3,06	0,04058395	Vérifiée
10	0,0095	6913,133	744,81	3,06	0,02881586	Vérifiée
11	0,0095	3436,852	581,476	3,06	0,01834979	Vérifiée
12	0,0085	0	633,641	3,06	0	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.3. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu satisfaire, globalement, toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Ébauche uniquement

V.1. 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 tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E_x$
- 4) $0.8G \pm E_x$
- 5) $G + Q \pm E_y$
- 6) $0.8G \pm E_y$

V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 :**a) Les armatures longitudinales:**

- 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 : 3 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- 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 25cm (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 :

Tableau 5.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-Sol RDC 1 ^{ère}	65*65	33.8	126.75	253.5
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	28.8	108	216
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	24.2	90.75	181.5
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	20	75	150
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	16.2	60.75	121.5

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_r^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et } l_f : \text{ longueur de flambement du poteau.}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants $\phi_{che \text{ min ées}} \geq 12cm$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.2.2. Ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	Comb	A(cm ²) SAP2000	Aadoptée(cm ²)
S-Sol RDC 1 ^{ère}	65*65	33.8	Acc4	35.16	8HA20+4HA25=44.74
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	28.8	Acc4	29.90	4HA25+8HA14=31.95
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	24.2	Acc4	19.77	4HA20+8HA14=24.88
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	20	Acc4	15.81	4HA16+8HA14=20.36
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	16.2	Acc4	14.51	4HA16+8HA12=17.09

Tableau 5.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux solidaires aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	comb	A(cm ²) SAP2000	Aadoptée(cm ²)
S-Sol RDC 1 ^{ère}	65*65	33.8	Acc1	38.33	8HA20+4HA25=44.74
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	28.8	Acc1	26.92	4HA25+8HA14=31.95
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	24.2	Acc1	7.09	4HA20+8HA14=24.88
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	20	Acc1	5	4HA16+8HA14=20.36
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	16.2	Acc1	4.05	4HA16+8HA12=17.09

b) Les armatures transversales**Tableau 5.4 :** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Section (cm ²)	ϕ_{\min}^l (cm)	l _f	λg	V (kn)	l _r	S _{t1}	S _{t2}	A _t	A _{t min}	A _{t adop}	Nbr de barre
65*65	2	214,2	3,295	73	65	10	15	1,05	2,92	3,01	6T8
60*60	1,6	214,2	3,57	84	60	10	15	1,31	2,7	3,01	6T8
55*55	1,6	214,2	3,89	75,9	55	10	15	1,29	2,47	3,01	6T8
50*50	1,6	214,2	4,28	63,6	50	10	15	1,19	2,25	3,01	6T8
45*45	1,4	214,2	4,76	59,3	45	10	15	1,23	2,02	3,01	6T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.3. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : (l₀=3.74m)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA93 (Art : B.8.2.1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

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

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec : $\begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.5 : Justification de l'effort normale ultime

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	i	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _{ultime} (M _N)	N _{max} (M _N)
RDC 1 ^{ère}	65*65	3,06	2,142	11,5	0,19	0,83	0,00447	0,3969	7,4099	3,167448
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	3,06	2,142	12,4	0,17	0,83	0,00319	0,3364	6,1686	2,542203
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	3,06	2,142	13,6	0,16	0,83	0,00249	0,2809	5,2929	1,657439
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	3,06	2,142	14,8	0,14	0,82	0,00203	0,2304	4,2628	1,099489
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	3,06	2,142	16,7	0,13	0,81	0,00171	0,1849	3,537	0,562923

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.2.4. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

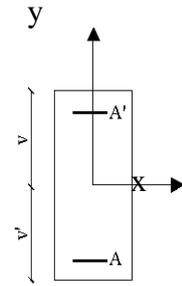


Figure 5.1 : Section d'un poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
RDC 1 ^{ère}	65*65	58.5	44.74	36	29	0.0263	2304.27	42.12	6.03	15	vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	54	31.95	33.05	26.95	0.0133	1847.49	43.20	6.20	15	Vérifiée
5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	49.5	24.88	30.74	24.26	0.0097	1204.32	47.00	5,47	15	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	45	20.36	27.77	22.23	0.0066	798.81	47.22	5.18	15	Vérifiée
9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	40.5	17.09	25.48	19.52	0.0036	408.96	54.88	5.90	15	vérifiée

V.2.5 : Vérification des sollicitations tangentes :

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\frac{\tau_u}{f_{ctd}}$ (MPa)	Observation
RDC 1 ^{ère}	65*65	2.142	3,295	0,04	58.5	73	0.192	1	vérifiée
Pot 2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60*60	2,142	3,57	0,04	54	84	0.259	1	vérifiée
Pot 5 ^{ème} 6 ^{ème}	55*55	2,142	3,89	0,04	49.5	75,9	0.278	1	vérifiée
Pot 7 ^{ème} 8 ^{ème}	50*50	2,142	4,28	0,04	45	63,6	0.282	1	vérifiée
Pot 9 ^{ème} 10 ^{ème}	45*45	2,142	4,76	0,04	40.5	59,3	0.325	1	vérifiée

V.2.6 : Schéma de ferrailage des poteaux :

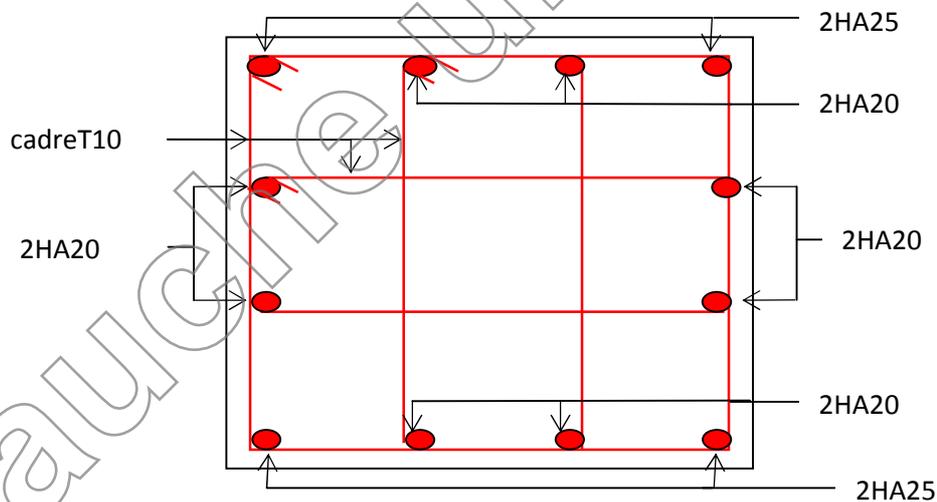


Figure 5.2. Ferrailage poteau s-sol et RDC et 1^{ère}

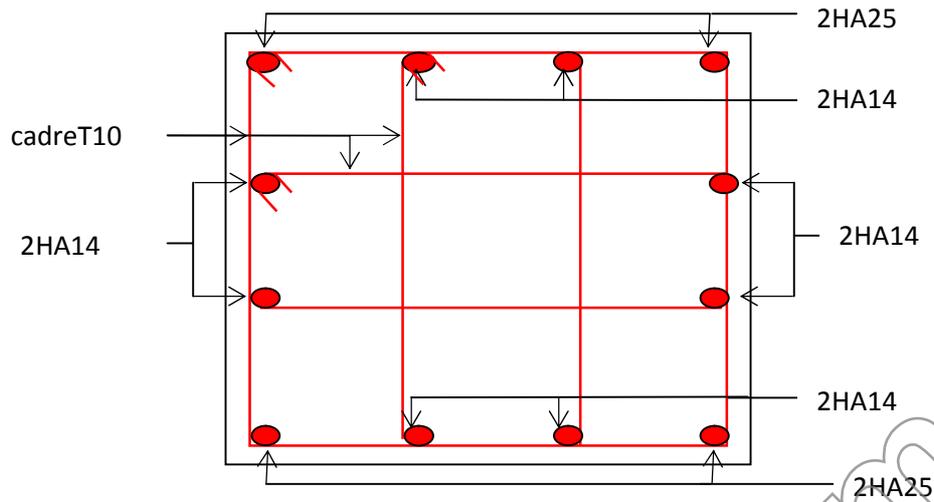


Figure 5.3. Ferrailage poteau 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème}

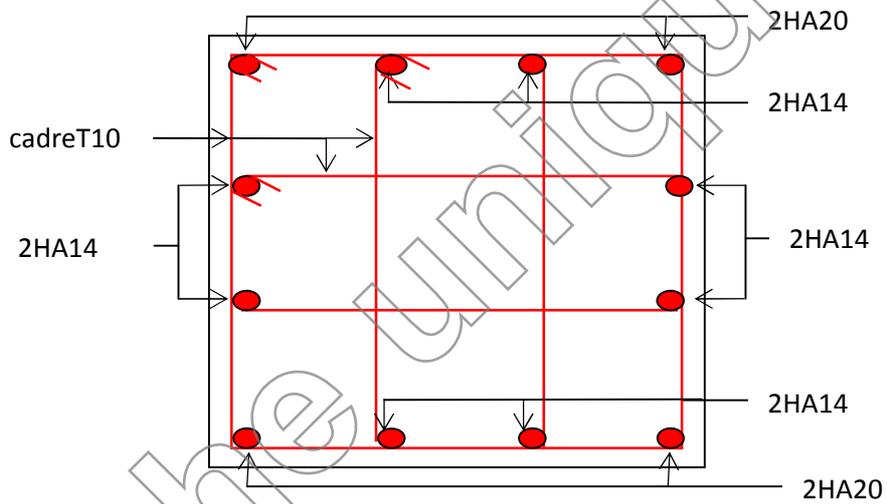


Figure 5.4. Ferrailage poteau 5^{ème} et 6^{ème}

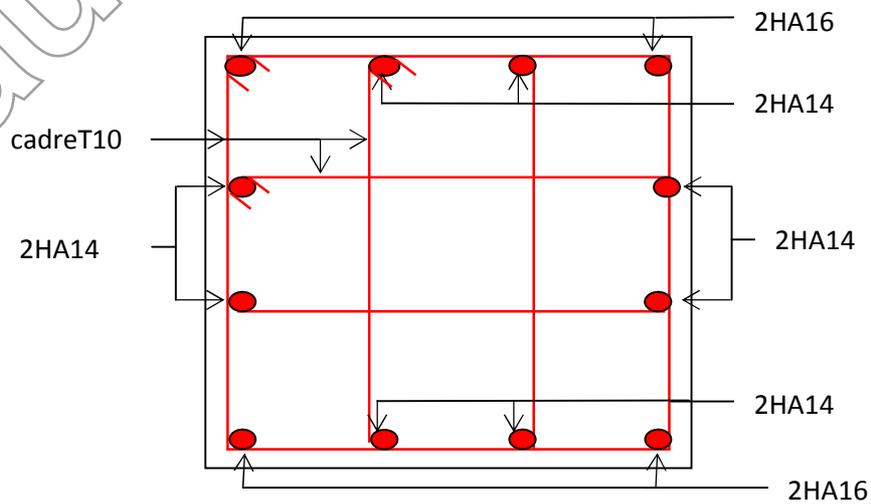


Figure 5.5. Ferrailage poteau 7^{ème} et 8^{ème}

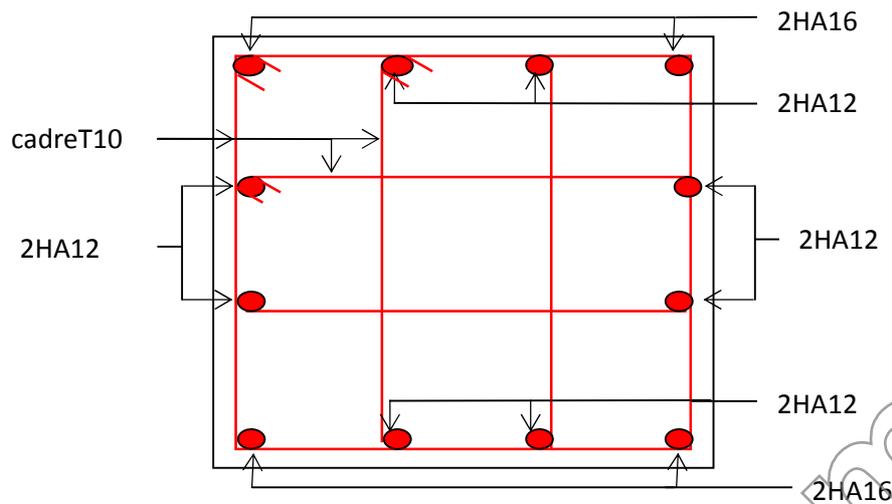


Figure 5.6. Ferrailage poteau 9^{ème} et 10^{ème}

V.3. Les poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

RPA99 (Article 7.5.1)

b) Ferrailage :

RPA99 (Article 7.5.2)

- Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % $b \times h$ En zone courante.

6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu' au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeuds.

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}	N ^{bre}	
				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	de barres	
S-Sol et RDC (commerce)	Principales	45*35	Appuis	13,76	7,875	15.46	3T16+3T20	
			travées	7,41		9.42	3T20	
	Secondaires	40*35	Appuis	9,28	7	10.65	3T16+3T14	
			travées	2,37		9.42	3T20	
	Palier	35*30	Appuis	1,54	5,25	6.03	3T16	
			travées	1,54		6.03	3T16	
	Console	40*35	Appuis	5,4	7	8.01	3T12+3T14	
			travées	3,06		9.42	3T20	
	Etage courant	Principales	45*35	Appuis	13,42	7,875	14.04	3T14+3T20
				travées	6,95		9.42	3T20
Secondaires		40*35	Appuis	8,21	7	9.42	3T16+3T12	
			travées	2,37		9.42	3T20	
Palier		35*30	Appuis	1,54	5,25	6.03	3T16	
			travées	1,54		6.03	3T16	
Console		40*35	Appuis	5,4	7	8.01	3T12+3T14	
			travées	3,06		9.42	3T20	
Terrasse inac.		Principales	45*35	Appuis	11,71	7,875	12.82	3T12+3T20
				travées	7,17		9.42	3T20
	Secondaires	40*35	Appuis	3,62	7	8.01	3T12+3T14	
			travées	2,37		9.42	3T20	

	Console	40*35	Appuis	5,4	7	8.01	3T12+3T14
			travées	3,06		9.42	3T20

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

➤ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

>En zone courante :

$$3T20 = 9.42, \text{ cm}^2 < 4\% * b * h = 56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

>En zone de recouvrement :

$$3T16+3T20 + 3T20 = 15.45 + 9,42 = 24.87 \text{ cm}^2 < 6\% * b * h = 94,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$0.5\% * b * h = 7,875 \text{ cm}^2 < 9.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

V.3.4. Armatures transversales :

➤ **Poutres principales :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{350}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12.85\text{mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b.$$

- Calcul de S_t : Selon le **CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)**

- $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}),$ avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.7 \text{ cm}..$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 57.42 \text{ cm}.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

Exigences du RPA:

- Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 11.25 \text{ cm}$
Soit $S_t = 10 \text{ cm}.$

- Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$
Soit $S_t = 15 \text{ cm}.$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres Secondaires et Consoles :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{350}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm}.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b.$$

- Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.7 \text{ cm}..$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 57.42 \text{ cm}.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

Exigences du RPA:

- Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$
Soit $S_t = 10 \text{ cm}.$

- Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$

Soit $S_t = 15cm.$

$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 35 = 1.57cm^2$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres palières :**

De même, on adopte deux cadres de $\phi 8$

- Calcul de S_t :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40cm) \rightarrow S_{t1} \leq 25.2cm..$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})}$$

Exigences du RPA :

- Zone nodale : $S_t = 10cm.$

- Zone courante : $S_t = 15cm.$

$\Rightarrow A_t \geq 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35cm^2$ Condition vérifiée.

V.3.5 Vérification à l'ELU :

V.3.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90cm^2 \rightarrow \text{Poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69cm^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires et console}$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26cm^2 \rightarrow \text{Poutre palière.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.5. Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} ; \text{F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28}, 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25MPa$$

Tableau 5.9 : Vérification de la contrainte tangentielle

poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
principales	0,4027	2,55	vérifiée
secondaires	0,2903	2,07	vérifiée
paliers	0,0276	0,26	vérifiée
consoles	0,2903	2,07	vérifiée

τ_u < τ̄_u ⇒ Pas de risque de cisaillement.

V.3.6. Vérification à l'ELS :

V.3.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

V.3.6.2. Etat limite de compression du béton :

$$I = \frac{b * h^3}{12};$$

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

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

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

Tableau 5.10 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (MN.m)	I (m)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principales	Appuis	117*10 ⁻³	2.65*10 ⁻³	0.18	6.10	Vérifiée
	Travées	44.69*10 ⁻³	2.65*10 ⁻³	0.15	2.48	Vérifiée
Secondaires	Appuis	94.57*10 ⁻³	1.86*10 ⁻³	0.14	3.28	Vérifiée
	Travées	16.99*10 ⁻³	1.86*10 ⁻³	0.15	0.96	Vérifiée
Consoles	Appuis	7.09*10 ⁻³	1.86*10 ⁻³	0.15	0.22	Vérifiée
	Travées	2.26*10 ⁻³	1.86*10 ⁻³	0.14	0.05	Vérifiée
Palières	Appuis	25.46*10 ⁻³	1.6*10 ⁻³	0.147	6.17	Vérifiée
	Travées	3.97*10 ⁻³	1.6*10 ⁻³	124	0.07	Vérifiée

V. 3.6.3. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D’après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ (1).
- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$ (2).
- $\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{2.4}{f_e}$ (3).

Tableau 5.11 : Vérification de l’utilité de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Consoles	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Paliers	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V. 3.7. Vérification à l’ELS :

➤ Les zones nodales :

En prend $L' = 70$ cm pour toutes les poutres.

➤ Exemple de ferrailage d’une poutre principale du RDC.

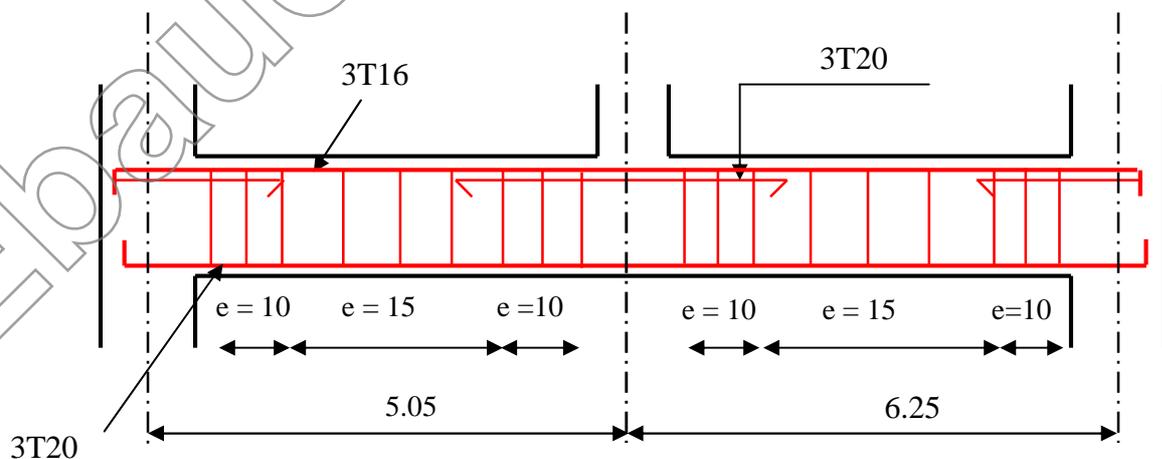


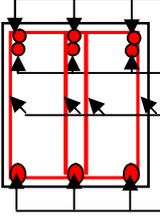
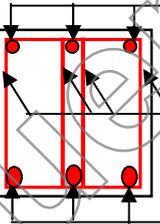
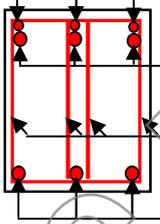
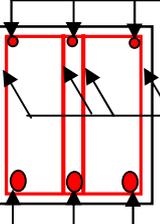
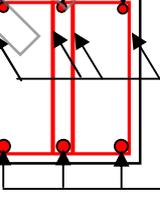
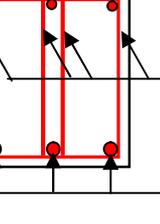
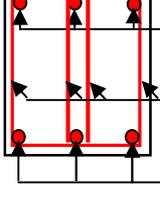
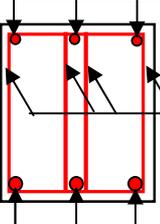
Figure 5.7 : Disposition constructive des poutres

V. 3.8. Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage des poutres principales, secondaires, consoles et paliers est présenté dans le tableau suivant :

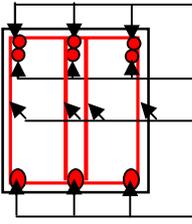
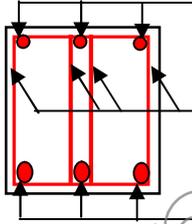
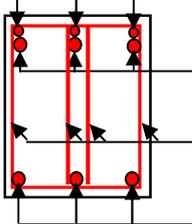
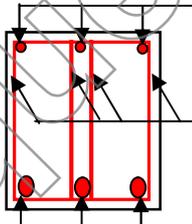
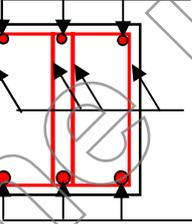
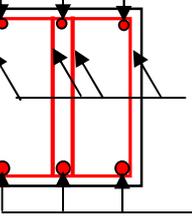
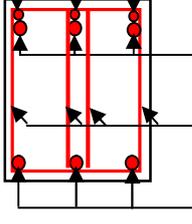
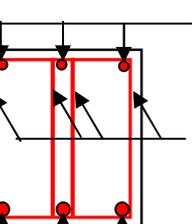
a) ferrailage des poutres d'étage S-sol et RDC (commerce) :

Tableau 5.12 : Schéma de ferrailage des poutres d'étage S-sol et RDC (commerce)

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*35	 <p>3T16 Filantes 3T20 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T16 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
Secondaire	40*35	 <p>3T14 Filantes 3T16 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T14 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
palière	35*30	 <p>3T16 Filantes 4Ø8 3T16 Filantes</p>	 <p>3T16 Filantes 4Ø8 3T16 Filantes</p>
Console	40*35	 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>

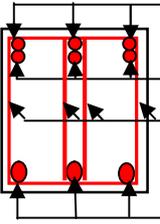
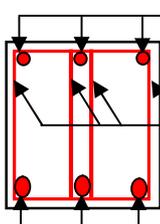
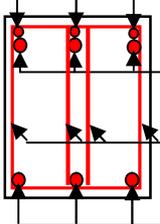
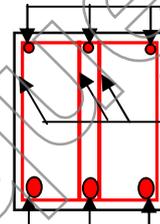
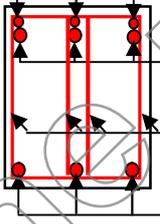
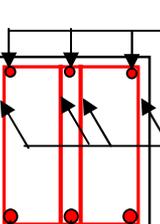
b) ferrailage des poutres d'étages courants :

Tableau 5.13 : Schéma de ferrailage des poutres d'étages courants

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*35	 <p>3T14 Filantes 3T20 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T14 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
Secondaire	40*35	 <p>3T12 Filantes 3T16 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
Palière	35*30	 <p>3T16 Filantes 4Ø8 3T16 Filantes</p>	 <p>3T16 Filantes 4Ø8 3T16 Filantes</p>
Console	40*35	 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>

C) ferrailage des poutres d'étages d'étage terrasse :

Tableau 5.14 : Schéma de ferrailage des poutres terrasse

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*35	 <p>3T12 Filantes 3T20 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
Secondaire	40*35	 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>
Console	40*35	 <p>3T12 Filantes 3T14 Chapeaux 4Ø8 3T20 Filantes</p>	 <p>3T12 Filantes 4Ø8 3T20 Filantes</p>

V. 4. Etude des voiles :

D'après le RPA99 version 2003 (Article 3. 4. a1), chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles.

V.5.1 Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, les charges horizontales ils participent aussi à reprendre les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à la l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure.

Suivant la géométrie il y a un type de voile, voile simple.



• Dimensionnement :

✓ $a \geq 15 \text{ cm.}$

✓ $a = \frac{h_e}{20}.$

Avec : a : épaisseur de voile.

h_e : hauteur d'étage.

✓ $l \geq 4 * a.$

Pour notre structure : $a \geq 15 \text{ cm.}$



$a = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm.}$ Pour sous sol.

On adopte $a = 20 \text{ cm.}$

$a = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm.}$ Pour le RDC et étage courant.

On adopte $a = 20 \text{ cm.}$

V.4.2. Recommandation du RPA99 :

a. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

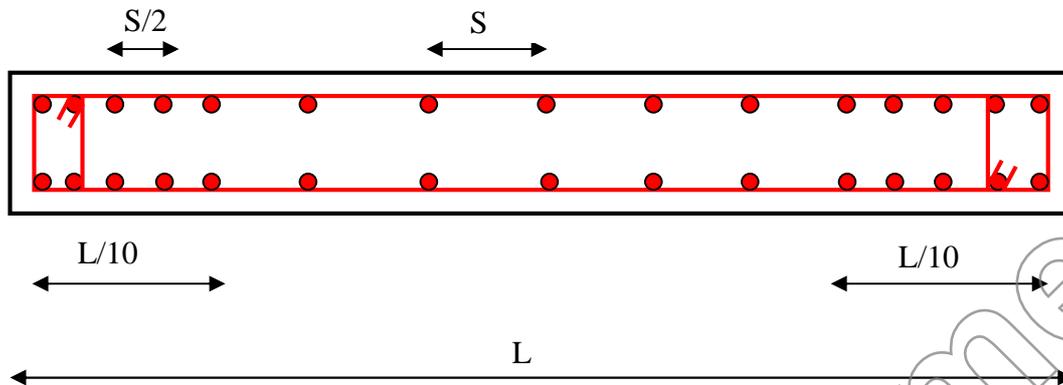


Figure 5.8 : Disposition des armatures verticales

b. Armatures horizontales :

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munie de crochets à 135° de longueur 10ϕ .

c. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

d. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{cv} = 1,1 * \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e. Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :
 - $A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.
 - $A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.
- Longueur de recouvrement :
 - $L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.
 - $L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V. 4.3. La disposition des voiles :

La disposition des voiles de notre structure est illustrée dans la figure ci-dessous :

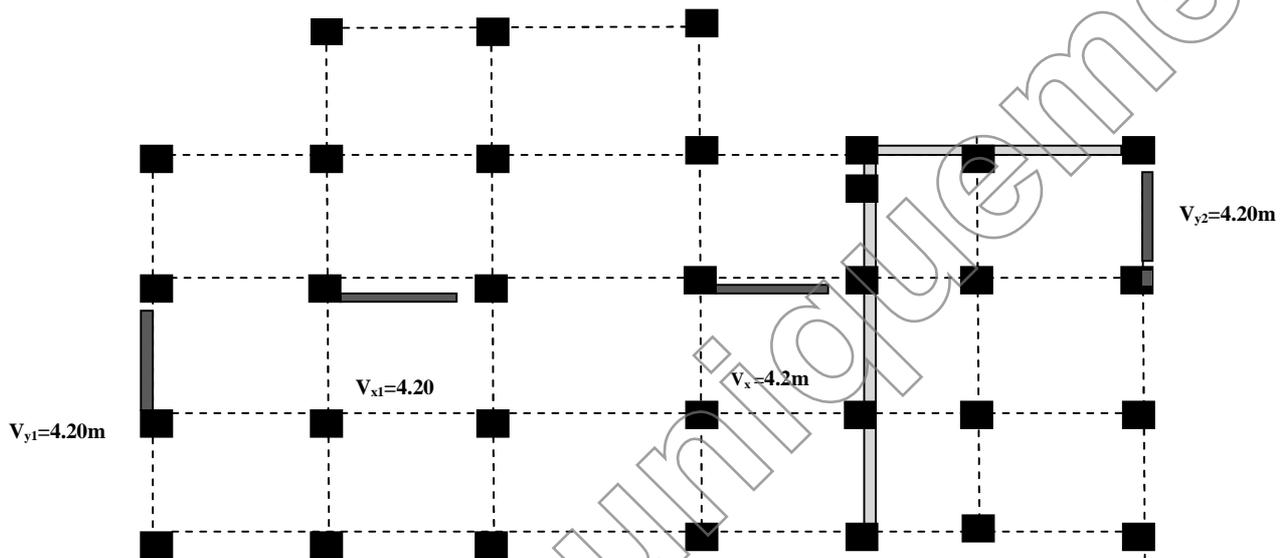


Figure 5.9 : disposition des voiles

Le **SAP2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le SAP2000 est la commande **mèche schel**, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.4.4. Le ferrailage :

➤ **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e*L) comme indiquée sur la figure (V-3-4), Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

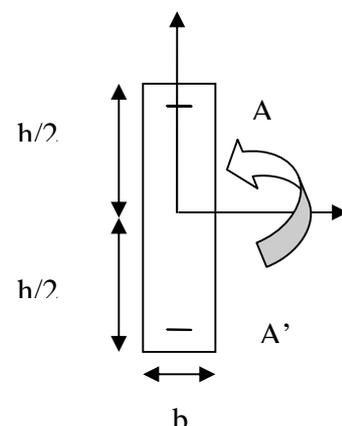


Figure 5.10 : Section de ferrailage.

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99**.

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$\frac{A_t}{b * S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 * f_{ij} * k}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

A_v^{\min} /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% b * L.$$

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

N^{bre} /face : Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15bh$.

$A_h^{\text{calculé}}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

V_{x1} :

Niveau	S-Sol, RDC et 1	Étages 2, 3 et 4	Étages 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section (a*L)	20*420	20*420	20*420	20*420	20*420
M (KN.m)	546.45	1874.65	1484.11	1021.87	527.2
N (KN)	8902.82	7675.84	5508.42	3917.95	2069.15
V (KN)	1607.47	1392.49	923.87	644	371.03
A_v^{\min} /voile (cm ²)	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6

$A_v^{calculé}/\text{face (cm}^2\text{)}$	133.58	129,589	94,422	28,944	35,157
$A_v^{adoté}/\text{face (cm}^2\text{)}$	69.12	69.12	49,10	15.71	19.85
N^{bre} de barres/face	22T20	22T20	20T16+2T14	20T10	12T12+8T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{min}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	3	3	3	3	3
$A_h^{calculé}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	3.72	3.22	2.26	1.48	0.86
$A_h^{adoté}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
N^{bre} de barres/face/ml	5T12	5T10	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.15 : ferrailage de voile V_{x1}

V_{y1} :

Niveau	S-Sol, RDC et 1	Étages 2, 3 et 4	Étages 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section (a*L)	20*420	20*420	20*420	20*420	20*420
M (KN.m)	5078.98	4526	2381.9	2277.31	1124.27
N (KN)	5253.131	4244.5	3013	2115.16	1090.08
V (KN)	758.58	1195.69	780.75	564.25	350.38
$A_v^{min}/\text{voile (cm}^2\text{)}$	4.23	4.23	4.23	4.23	4.23
$A_v^{calculé}/\text{face (cm}^2\text{)}$	25.16	20,213	20,745	9,904	5,484
$A_v^{adoté}/\text{face (cm}^2\text{)}$	30.79	22,60	22,60	11,30	7.85
N^{bre} de barres/face	20T14	20T12	20T12	10T12	10T10

S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{min}/ml (cm ²)	3	3	3	3	3
$A_h^{calculé}/ml$ (cm ²)	1.76	2.77	1,81	1,31	0,81
$A_h^{adopté}/face$ (cm ² /ml)	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
N ^{bre} de barres/face/ml	5T12	5T10	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.16 : ferrailage de voile V_{y1}

V.4.5. Tableau de vérification à l'effort tranchant :

voile		S-Sol, RDC et 1	Étages 2, 3 et 4	Étages 5 et 6	Étage 7 et 8	Étage 9 et 10
V_{x1}	V (KN)	1607.47	1392.49	923.87	644	371.07
	(MPa)	2.97	2.57	1.71	1.193	0.687
V_{y1}	V (KN)	758.58	1195.69	780.75	564.25	350.38
	(MPa)	1.405	2.21	1.44	1.04	0.65

V.4.6. Exemples de schémas de ferrailage (au RDC) :

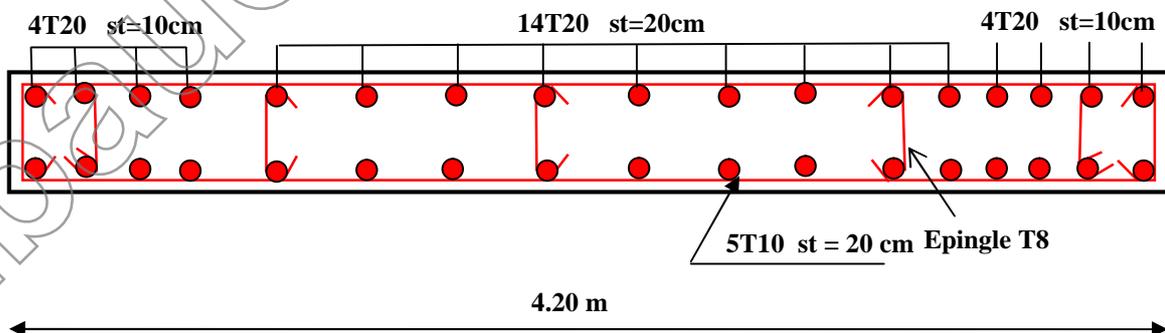


Figure 5.11 Schéma ci-dessous présente le ferrailage du voile V_{x1} au RDC

VI.1. Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol: fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations :**VI .4.1. Cas de RDC**

- **Le choix de fondation :**

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bar pour une profondeur au moins de -2.20 m par rapport à la côte du terrain naturel.

Soit la surface des fondations :

$$S_{\text{cal}} \geq \frac{Nd}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55591.24}{200} = 277.95 \text{m}^2$$

Donc la surface des fondations est 277.95m^2

On opte pour une surface de radier : $S_{\text{radier}} = 322.594 \text{m}^2$

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = 322.594 \text{m}^2$

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

- **Radier général :**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

A -Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

h_n : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$L_{\text{max}} = 5.60 \text{m}$

La nervure :

$$\text{On a : } h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{cm}$$

La dalle :

$$\text{On a : } h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{560}{20} = 28 \text{cm}$$

Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^2$.

b: la largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} \geq 0.604 \text{m}$$

Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \cdot L_{\max}}{2 \cdot S_{\text{rad}}} * 1 \text{m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

Sur ce on a $V_d = 482.51 \text{ KN}$

Donc depuis (I) on tire $d \geq 0.41 \text{m}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- hn= 80cm pour les nervures du radier.
- hd= 60cm pour la dalle du radier

B - Les vérifications :

B-1- Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nu \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_n \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : effort normal sur le poteau le plus sollicité.

h_n : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré 65*65 avec $N_u = 3167.448 \text{KN}$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a+h = 0.65+0.8=1.45 \\ B = b+h = 0.65+0.8=1.45 \end{cases}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A+B) = 5.8\text{m}$$

$$\Rightarrow N_u = 3.167\text{MN} < 3.240\text{MN} \dots\dots\dots\text{vérifie}$$

B-2-Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 19625.86\text{m}^4 \text{ et } X_G = 4.39 \text{ m.}$$

$$I_y = 10102.16\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 6.68\text{m.}$$

$$M_x = 259473.086\text{KN.m, } M_y = 152563.883\text{KN.m.}$$

$$N = 55591.24 \text{ KN}$$

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments à la base.

- Sens X-X:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{55.591}{322.594} + \frac{259473.086 * 10^{-3} * 6.68}{19625.86} = 0.18\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.09\text{MPa} \end{cases}$$

Donc : $\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15\text{MPa} = \sigma_{\text{adm}} = 0.20\text{MPa}$

- Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{55.591}{322.594} + \frac{152563.883 * 10^{-3} * 4.39}{10102.16} = 0.19\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.1\text{MPa} \end{cases}$$

Donc : $\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.16\text{MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.20\text{MPa}$

B-3- Vérification aux sous-pressions :

$$N \geq \gamma_w * S * Z * F_s$$

Avec :

$F_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{\text{rad}} = 322.594\text{m}^2$ (surface du radier).

$Z = 2.20\text{m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 55591.24\text{KN} > 1.15 \times 10 \times 2.20 \times 322.594 = 8161.628\text{KN}$Condition Vérifiée

C- Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m.

C-1- détermination des sollicitations :

$$Q_u = \frac{Nu + Pu}{Stot}$$

Avec : Nu est l'effort normal ramené par la superstructure, et Pu le poids propre du radier.

$Nu = 55591.24\text{KN}$

Calcul de Pu :

Poids propre du radier $= 322.594 \times 0.6 \times 25 = 4838.91\text{KN}$

$$\Rightarrow Pu = 1,35 \times 4838.91 = 6532.53\text{KN}$$

Donc : $Q_u = \frac{62123.77}{322.594} = 192.57\text{KN/m}^2$ et $L_x = 5.05\text{m}$; $L_y = 6.25\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81$ et à E L U on a : $\mu_x = 0,0550$ et $\mu_y = 0,6135$

Donc : $M_{0x} = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 270.106\text{kN.m}$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 165.71\text{kN.m}$$

C-2- Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 202.58\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 124.28\text{kN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -135.05\text{kN.m}$$

La section de ferrailage étant $(1 \times 0,6)\text{m}^2$ alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1. Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)
travée	x-x	202.58	10.64	5.25	12.06	6HA16
	y-y	124.28	6.47	4.8	7,70	5HA14
Appui		-135.05	7.03	5.25	7,70	5HA14

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_{xmin} = \rho_0 * (3 - \rho) * b * \frac{h}{2} = 5.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ymin} = \rho_0 * b * h = 4.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sachant que pour des aciers HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

- **L'espacement des armatures :**

Armatures // à L_x : $St = 20\text{cm} \leq \min(2 * e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // à L_y : $St = 20\text{cm} \leq \min(2 * e ; 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

C-3- Les vérifications à l'état limite ultime :

✓ - Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{Q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 340.923 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 421.938 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0,70 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_c 28}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

C-4- Les vérifications à l'état limite de service :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{array} \right.$$

$N = 27795.621$ kN et le poids propre du radier est : 4838.91 kN

$$N_s = 27795.621 + 4838.91 = 32634.53 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 101.16 \text{ kN/m}^2$$

Après calculs des moments M_{0x} et M_{0y} et leur correction, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 106.41 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 65.28 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -70.94 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

Vu que la fissuration est nuisible alors une vérification de la contrainte de traction pour l'acier est requise :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	106.41	407410.08	12.53	3.27	170.30
	yy	65.28	277644.28	10.27	2.41	161.28
Appui		-70.94	277644.28	10.27	2.62	175.26

F- Le schéma de ferrailage :

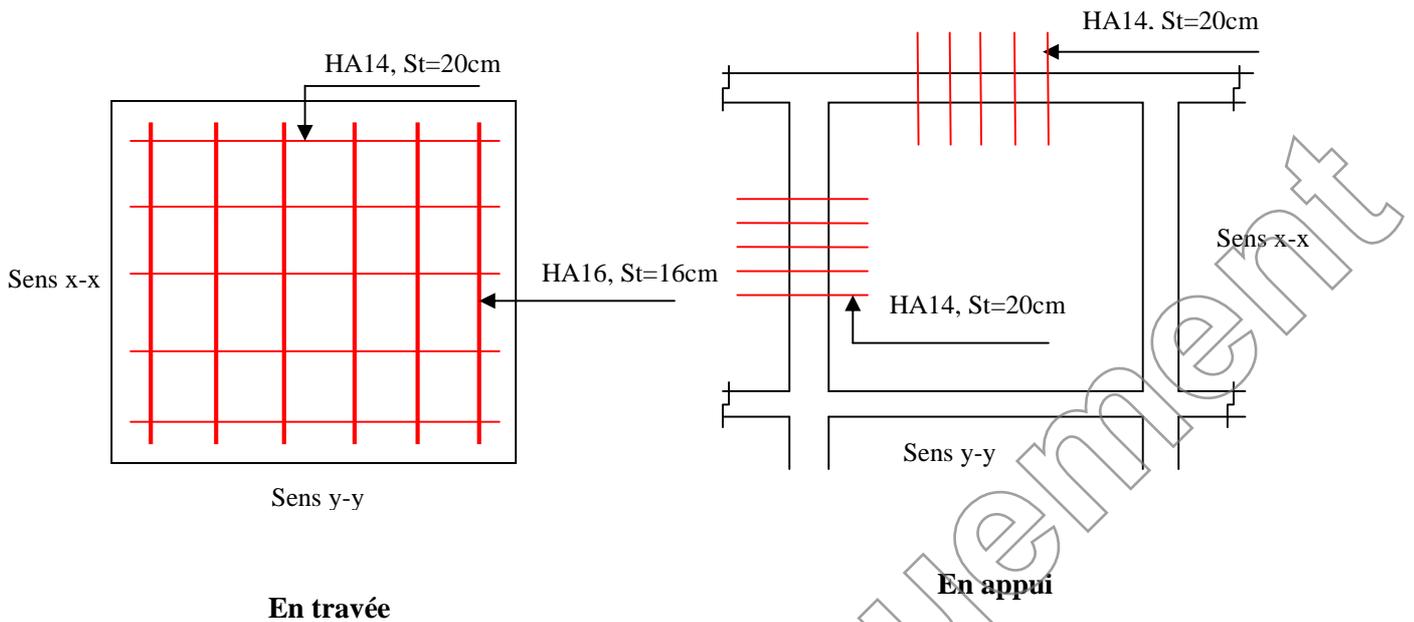


Figure 6.1 : Schéma de ferrailage de radier.

Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier cependant la répartition des charges sur travée est triangulaire ou trapézoïdale, ceci est fortement dépendant des lignes de ruptures mais on procède à une simplification des calculs en les remplaçant par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge produisant le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Pour notre cas, nous allons étudier le cas de la nervure N1 (Fig.6.1)

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$Q_u = 192.57 \text{KN /m}^2 \text{ et } Q_s = 101.16 \text{KN/m}^2$$

✓ **Schémas statiques équivalents :**

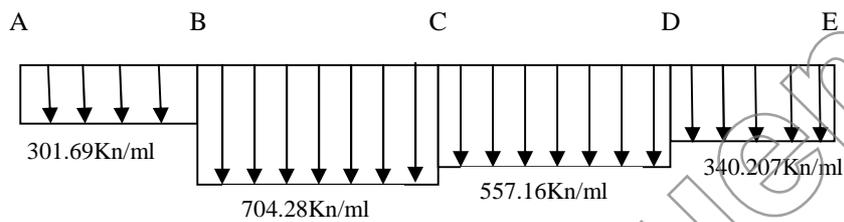


Figure 6.2 : Schémas statiques équivalents.

• **Evaluation des sollicitations :**

Pour déterminer les sollicitations, il faudra utiliser la méthode de Caquot (chapitre III : calcul des éléments secondaires).

Tableau 6.2. Sollicitations maximales.

localisation	travée	appui
Mu(kn,m)	757.23	-927.91
Ms(kn,m)	400.26	-643.24
v(kn)	1296,35	

B- Le ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

$$h=0,8 \text{ m}$$

$$h_0=0,6\text{m}$$

$$b_0=0,65\text{m}$$

$$d=0,76\text{m}$$

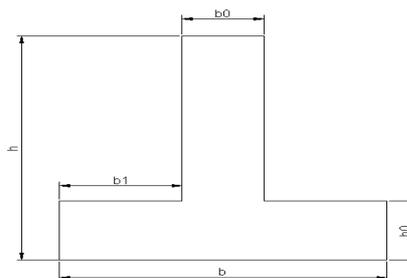


Figure 6.3 : Coupe de la nervure.

Pour la nervure :

$$L_x = 6.25 - 0.65 = 5.6 \text{ m}$$

$$L_y = 3 - 0.65 = 2.35 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(2.35; 2.8)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0,235 \text{ m}$$

Soit $b = 1 \text{ m}$.

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

Tableau 6.3. Ferrailage de la nervure

Localisation	Mu(kn,m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopt(cm ²)	choix
Travée	757.23	30,09	9.177	31,4	10HA20
Appui	-927.91	37,33	9.177	40,25	5HA25+5HA20

C- Les vérifications :

C-1- Etat limite ultime :

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1,29635 / (1 \times 0,76) = 1,70 \text{ MPa} < \min\left(\frac{0,15 \times f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérfiée}$$

C-2- Etat limite de service :

- **Vérifications des contraintes.**

Tableau 6.4. Vérifications des contraintes

localisation	Ms(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (mpa)	σ_{bc} -(adm)	σ_s (adm)	Aadopté(cm ²)
Travée	400.26	22,45	1,727*10 ⁶	5.203	15	186.16	10HA20
Appui	-643.24	38,76	3,091*10 ⁶	8,06	15	116.24	5HA25+5HA20

On voit bien que la contrainte de l'acier est vérifiée.

✓ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22,85; 60; 25) \Rightarrow \phi_t \leq 20,85 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacements des aciers transversaux :**

- 1) $St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$
- 2) $St \leq (At \cdot f_e) / (0,4 \cdot b_0) \Rightarrow St \leq 65,5\text{cm}$
- 3) $St \leq (0,8 \cdot At \cdot f_e) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})] \Rightarrow St \leq 19,58\text{cm}$

Soit $St = 15\text{cm} \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3,95 \text{ cm}^2$

D-Les schémas de ferrailage :

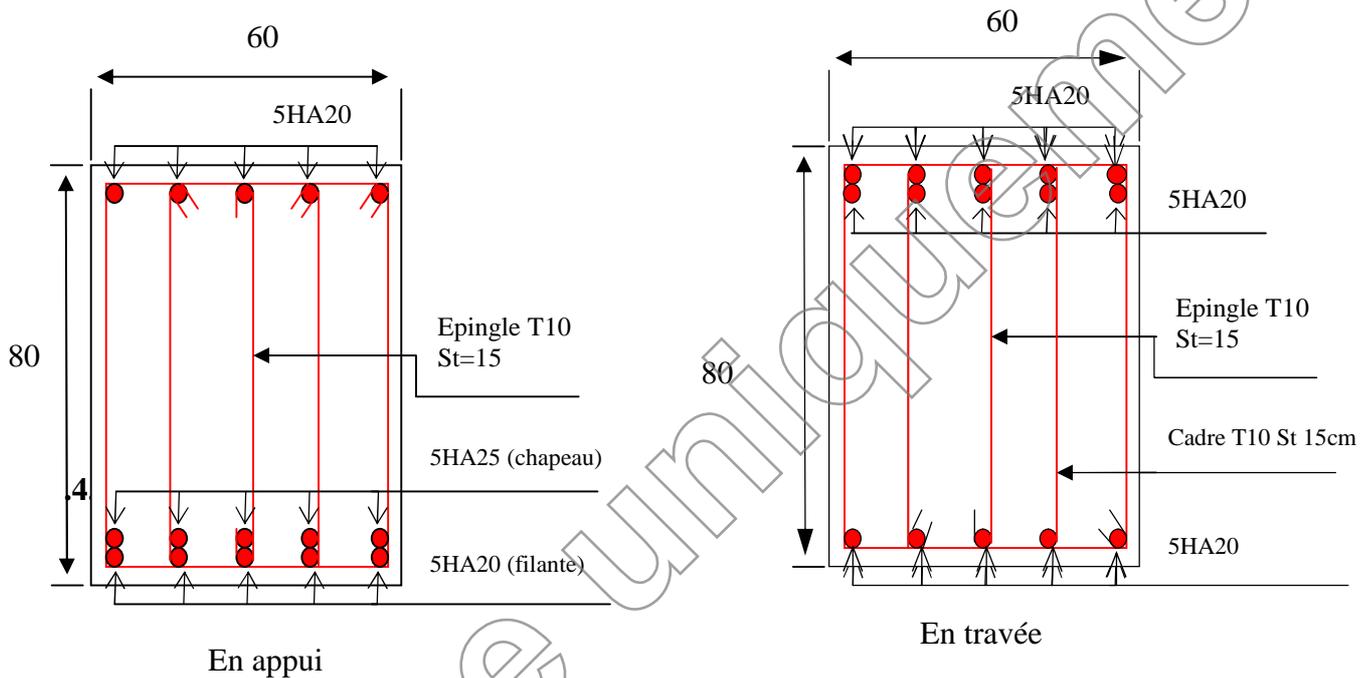


Figure. 6.4 : Schéma de ferrailage de nervure RDC

VI.4.2. Cas de s-sol :

• **Le choix de fondation :**

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bar pour une profondeur au moins de -2.20 m par rapport à la côte du terrain naturel.

Soit la surface des fondations :

$$S_{\text{cal}} \geq \frac{Nd}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{20762.646}{200} = 103.813\text{m}^2$$

Donc la surface des fondations est 103.813m^2

La surface du s-sol $S_{\text{bât}} = 93.24\text{m}^2$

Donc la surface des fondations est 103.813m^2

Avec : N_d étant l'effort normal sollicitant ramené par la superstructure.

On voit bien que $S_{\text{cal}}=1,11\% S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

Nous avons opté pour un débord de **0,4m**.

On a le périmètre de s-sol : 40.38m

Donc la surface totale du radier est de : $93.24 + (40.38*0.4) = 133.62 \text{ m}^2$

La surface totale adoptée du radier est 109.39m^2

- **Radier général :**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

A –Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

h_n : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$L_{\text{max}} = 4.40\text{m}$

La nervure :

On a : $h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm}$

La dalle :

On a : $h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{440}{20} = 22\text{cm}$

Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$.

b: la largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \geq 0.61 \text{ m}$$

Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \cdot L_{\max}}{2 \cdot S_{\text{rad}}} * 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

Sur ce on a $V_d = 341.84 \text{ KN}$

Donc depuis (I) on tire $d \geq 0.293 \text{ m}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_n = 60 \text{ cm pour les nervures du radier.} \\ h_d = 40 \text{ cm pour la dalle du radier} \end{array} \right.$$

B - Les vérifications :

B-1- Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_n * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : effort normal sur le poteau le plus sollicité.

h_n : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré 65x65 avec $N_u=3167.448\text{KN}$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c=2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a+h = 0.65+0.7=1.35 \\ B = b+h = 0.65+0.7=1.35 \end{cases}$$

$\Rightarrow U_c = 2 \times (A+B) = 5.4\text{m}$

$\Rightarrow N_u = 2.439\text{MN} < 2.835\text{MN} \dots\dots\dots\text{vérifié}$

C- Ferrailage du radier :

La section de ferrailage étant $(1 \times 0,4) \text{ m}^2$ alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Choix/ml (cm^2)
travée	x-x	115.14	9.49	3.48	10.05	5HA16
	y-y	72.68	5.92	3.2	7,70	5HA14
Appui		-76.76	6.26	3,48	7,70	5HA14

- L'espace des armatures :

Armatures // à L_x : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2x_e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // à L_y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2x_e ; 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

C-3- Les vérifications à l'état limite ultime :

- ✓ - Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 235.67 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 107.48 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,65 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_c 28}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

C-4- Les vérifications à l'état limite de service :

$$N_s = 10381.32 + 1336.2 = 11717.52 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 87.69 \text{ kN/m}^2$$

Après calculs des moments M_{0x} et M_{0y} et leur correction, on trouve :

$$\begin{cases} M_{tx} = 61.05 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 38.53 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -40.7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Localisation		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	$Y (\text{cm})$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$
Travée	xx	61.05	134196.45	9.01	4.09	184.17
	yy	38.53	107617.45	8.03	2.87	150.21
Appui		-40.7	107617.45	8.03	3.03	158.67

F- Le schéma de ferrailage :

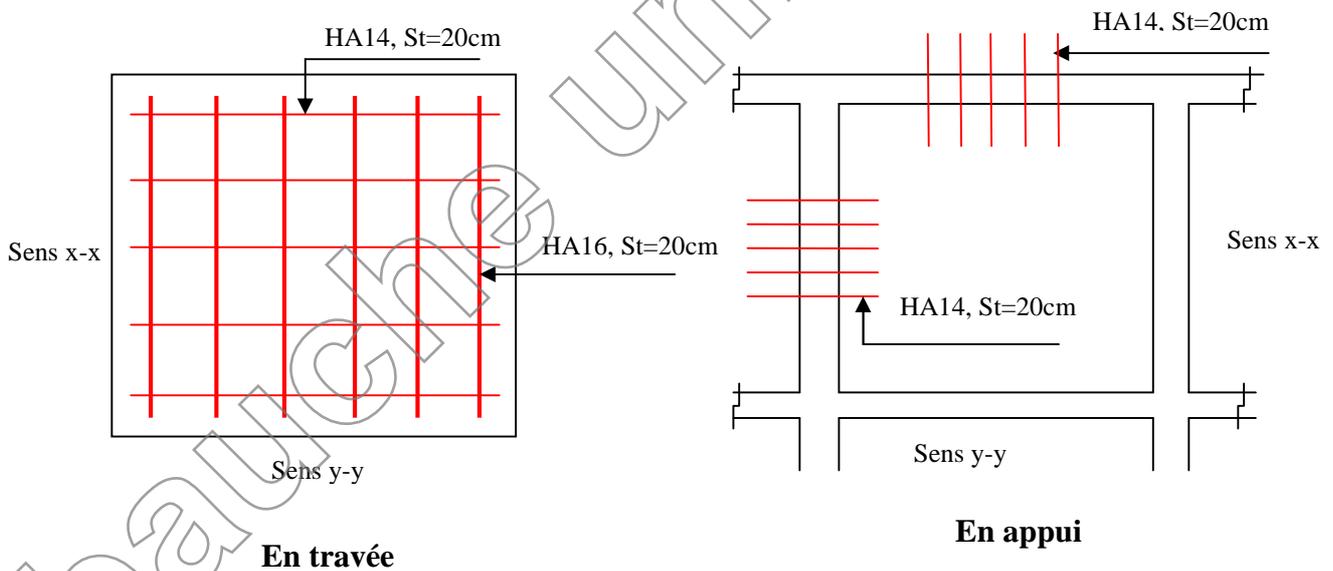


Figure. 6.5 : Schéma de ferrailage de radier RDC.

- Le ferrailage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

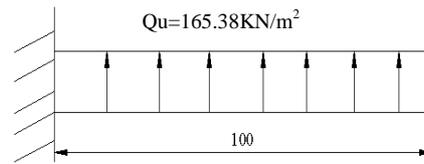


Fig.6.3 : Schéma statique du débord

$$M_u = -Q_u \times \frac{Lx^2}{2} = - 82.69 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau 6.6. Le ferrailage du débord :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Axcalculé (cm²/m)	A adopté(cm²)	St(cm)
-82.69	0,044	0,057	0,351	6.75	5HA14 = 7.70	20

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{Ax}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et donc dans le sens Ly on ferraille avec les armatures de répartition 4HA8cm²/ml.

➤ **Le schéma de ferrailage :**

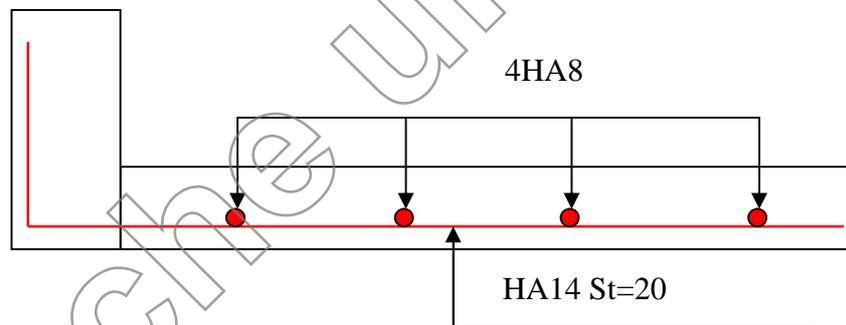


Figure.6.6 : Schéma de ferrailage du débord.

• **Les nervures :**

$$Q_u = 165.38 \text{ kN.m} \text{ et } Q_s = 87.69 \text{ kN.m}$$

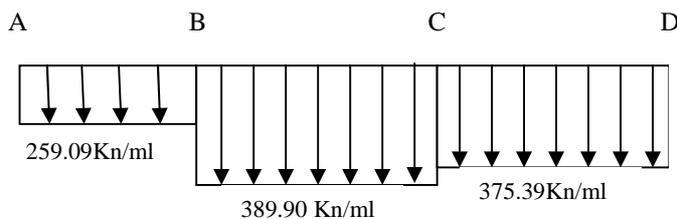


Figure. 6.7 : Schémas statiques équivalents.

• **Evaluation d**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau

Tableau 6.7. Sollicitations maximales sur la nervure.

localisation	travée	appui
Mu(kn,m)	487.26	-717.02
Ms(kn,m)	138.85	-275.81
v(kn)	874.26	

B- Le ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

$h=0,7\text{ m}$

$h_0=0,4\text{m}$

$b_0=0,65\text{m}$

$d=0,66\text{m}$

Pour la nervure N1 :

$L_x = 5.05 - 0.65 = 4.4\text{m}$

$L_y = 3 - 0.65 = 2.35\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,235; 0,22)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0,22\text{m}$

Soit $b=1\text{ m}$.

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

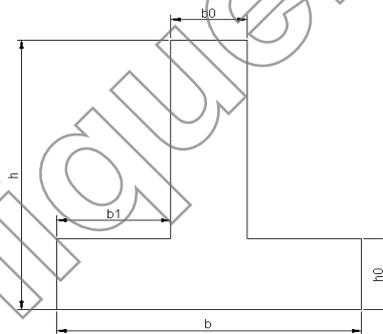


Figure. 6.8 : Coupe de la nervure.

Tableau 6.8. Ferrailage de la nervure.

localisation	Mu(kn,m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopt(cm ²)	choix
Travée	487.26	22.12	9.177	31,4	10HA20
Appui	-717.02	33,27	9.177	40,25	5HA25+5HA20

C- Les vérifications :

C-1- Etat limite ultime :**Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.87426 / (1 \times 0.66) = 1.32 \text{ MPa} < \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

C-2- Etat limite de service :

- **Vérifications des contraintes.**

Tableau 6.9. Vérifications des contraintes

localisation	Ms(kn,m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (mpa)	σ_{bc} -(adm)	σ_s (adm)	Aadopté(cm ²)
Travée	138.85	20.66	1,262×10 ⁶	2.27	15	74.81	10HA20
Appui	-275.81	22.83	1.521×10 ⁶	4.13	15	117.36	5HA25+5HA20

On voit bien que la contrainte de l'acier est vérifiée.

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 60; 25) \Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacements des aciers transversaux :**

- 4) $St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$
- 5) $St \leq (At \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \Rightarrow St \leq 65.5 \text{ cm}$
- 6) $St \leq (0.8 \cdot At \cdot f_e) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})] \Rightarrow St \leq 19.58 \text{ cm}$

Soit $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow 5 \text{ HA}10 = 3.95 \text{ cm}^2$

D-Les schémas de ferrailage :

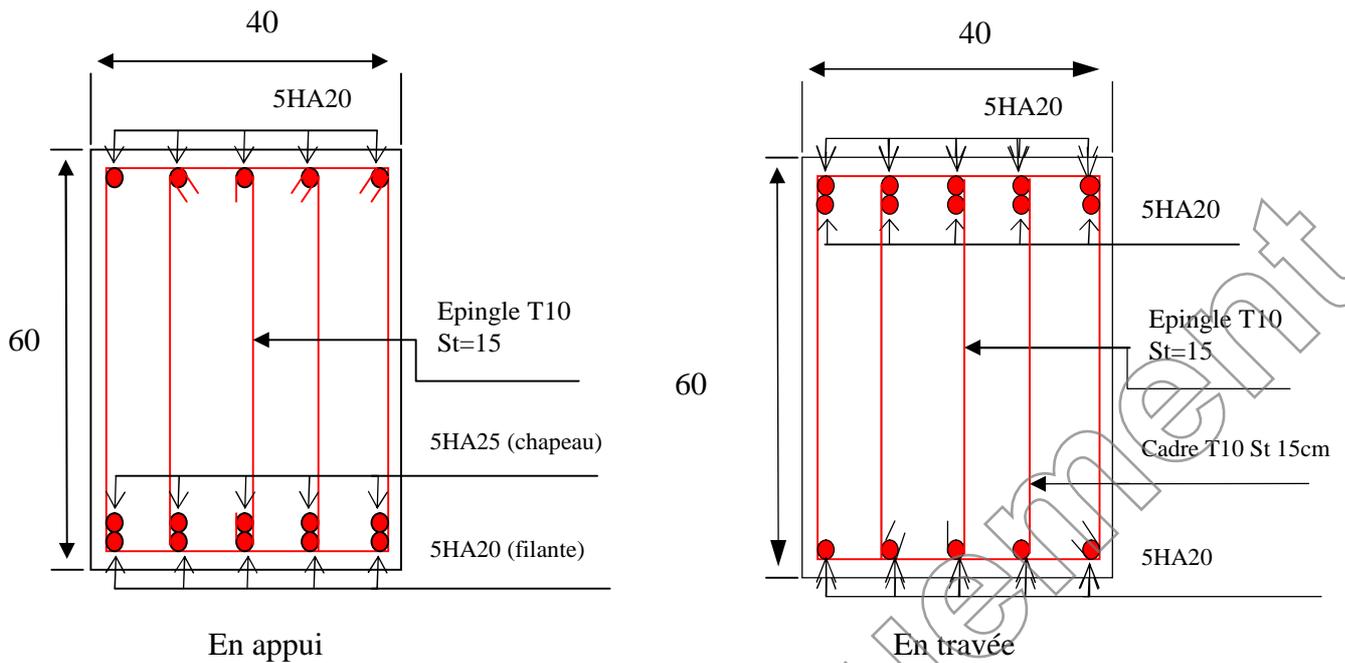


Figure. 6.9 : Schéma de ferrailage de nervure s-sol

VI.5. Voile périphérique :

A. Introduction :

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

B. Dimensionnement des voiles périphériques :

- Hauteur : $h = 4$ m.
- Longueur : $L = 5.05$ m.
- Épaisseur : $e = 20$ cm

C. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : 19.5 KN/m³
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 28^\circ$
- ✓ La cohésion : C=0.45bars

D. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \tan^2 \times (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 4(19.5 \times \tan^2 \times (\frac{\pi}{4} - \frac{28}{2}) - 2 \times 0.045 \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{28}{2}))$$

$$G = 27.94 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge accidentelle :**

On a : q=10 kN/m²

$$Q = q \times \tan^2 \times (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

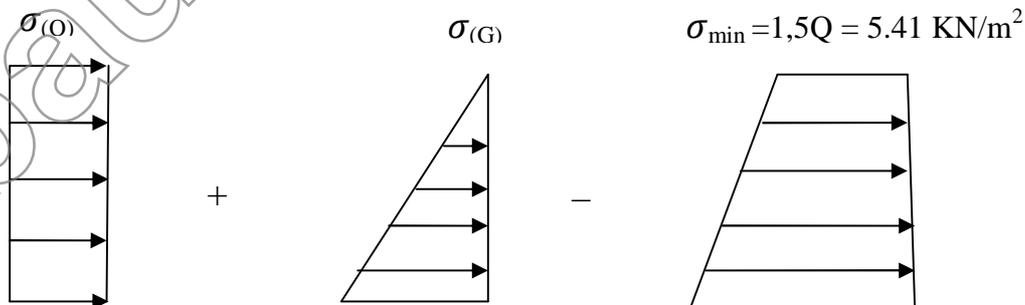
$$Q = 3.61 \text{ KN}$$

E-Le ferrailage du voile périphérique:

Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculer comme étant une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux ainsi que les fondations.

E-1- l'état limite ultime :



$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma}{4} \text{ Répartition des contraintes sur le voile périphérique}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1ml = 33.70 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L_x = 4.00m$ et $b = 1.00m$

$L_y = 5.05 m$ et $e = 20cm$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 > 0.4$ la dalle travail dans les deux sens

Tableau 6.10. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELU :

localisation	μ	Mo(kn,m)	Mt(kn,m)	Ma(kn,m)
Sens x-x	0.0573	30.89	23.16	15.44
Sens y-y	0.5786	17.87	13.4	8.93

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \cdot e)$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci –après sachant que :

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ Condition exigée par le RPA.

Tableau 6.11. Ferrailage du voile périphérique :

	Sens	M(kn,m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acalculé (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ² /ml)
Travée	x-x	30.89	0.08	0.109	0.152	5.80	2	5HA14=7.7
	y-y	17.87	0.049	0.063	0.155	3.29	2	5HA14=7.7
Appui		15.44	0.042	0.054	0.156	2.83	2	5HA10=3.93

L'espacement :

$St \leq \min(2h, 20cm) = 20cm$

➤ **Vérifications :**

1. La condition de non fragilité :

$A_x min = \rho_0 \times (3 - \rho) b e / 2 = 2.35cm^2$ condition vérifiée.

$A_y min = \rho_0 \times b e = 1.6cm^2$ condition vérifiée.

2. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min(0,04 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

avec :

$$V_{ux} = \frac{q \cdot L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.70 \cdot 4}{2} \times \frac{5.05^4}{4^4 + 5.05^4} = 48.36\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \cdot L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{33.7 \cdot 5.05}{2} \times \frac{4^4}{5.05^4 + 4^4} = 24.03\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{48.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.302\text{MPa}$$

$\tau = 0.302\text{MPa} < \tau_{adm} = 2.5\text{MPa}$ Condition vérifiée

E-2-L'état limite de service:

$$\sigma_{max} = G + Q = 27.94 + 3.61 = 31.55\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.61 = 3.61\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.56\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{ml} = 24.56\text{KN/m}$$

Tableau 6.12. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS :

localisation	μ	Mo(kn,m)	Mt(kn,m)	Ma(kn,m)
Sens x-x	0.0573	22.51	16.88	11.28
Sens y-y	0.5786	13.02	9.71	6.51

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63\text{MPa}.$$

i) Etat limite de compression dans le béton:

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13. Vérification de l'état limite de compression du béton :

	Sens	M(kn,m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	x-x	22.51	6.18	19005.57	174.46	201.63
	y-y	13.02	6.18	19005.57	100.90	201.63
Appui		11.28	3.79	10603.17	194.84	201.63

ii) La contrainte de traction dans l'acier

Tableau 6.14. Vérification de l'état limite de traction dans l'acier :

	Sens	M(kn,m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	x-x	22.51	6.18	19005.57	7.32	15
	y-y	13.02	6.18	19005.57	4.23	15
Appui		11.28	3.79	10603.17	4.03	15

F-Le schéma de ferrailage :

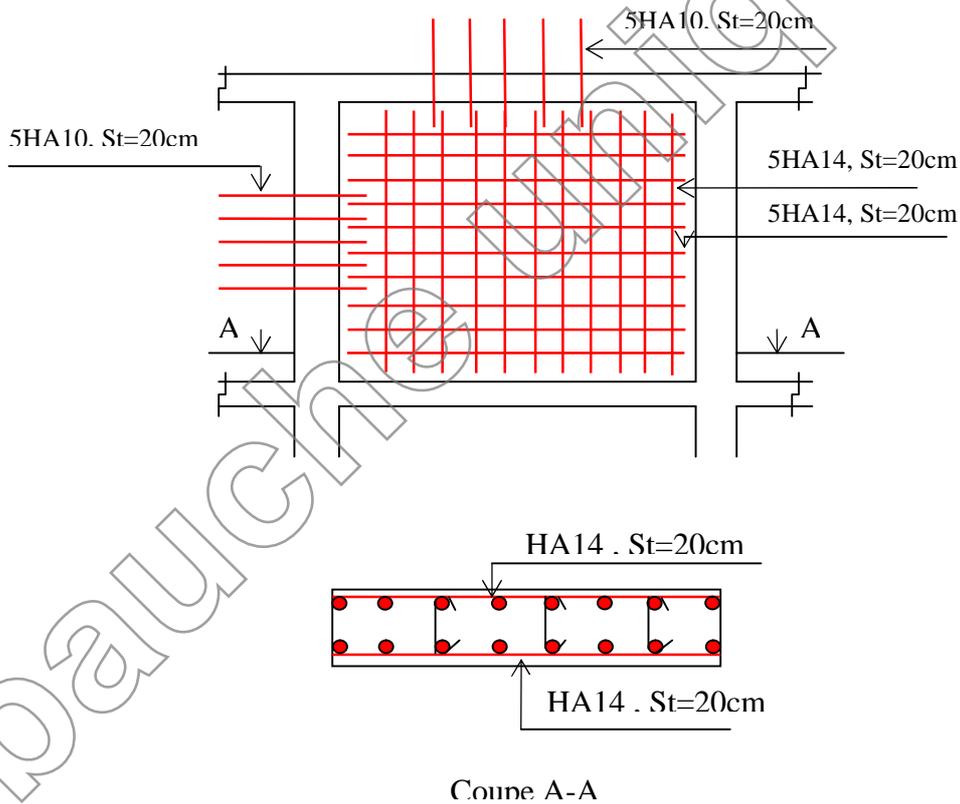


Figure 6.10 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✚ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✚ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations.
- ✚ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✚ La modélisation de l'escalier dans la super structure influe directement sur la nature des modes de vibrations, car la cage d'escalier avec une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influence la réponse du bâtiment aussi bien pour ce qui des caractéristiques dynamiques que pour la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire de tenir compte dans la modélisation.
- ✚ Même si la structure répond aux exigences de calcul, la réalisation doit être fidele au calcul pour assure que la présence de différence de niveaux n'affecte la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✚ 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 toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✚ Pour l'infrastructure, vu que le bon sol est à une profondeur de 2.2m au dessous du bâtiment, on a opté pour le renforcement de ce sol en utilisant une couche de grave ciment qui va remplacer la couche de sol défectueuse.
- ✚ le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

Bibliographie :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année génie civil, ainsi que les cours de RDM.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_s	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_s											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

