

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaïa-

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'Obtention du Diplôme De Master II en génie civil Option :
structures*

Thème

*Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage d'habitation contreventé
par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

IDRISSOU Farés

HAMMADOU Nadia

Dirigé par :

M^{me}.OURABAH

Membres de jury :

Mr.Kheffache

Mr.Si salem

Septembre 2020

Remerciement

*Nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour
mener à terme ce travail.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice
Madame OURABAH née HAMOUCHE.*

*Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous
feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt
ou de loin à la réalisation de notre projet.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*
- ✓ *Mes frères et ma sœur et à toute ma famille.*
- ✓ *Ma promotrice Mme OURABAH née HAMOUCHE.*
- ✓ *Tous mes enseignants.*
- ✓ *Mes amis sans exception.*
- ✓ *Toute la promotion génie civil.*

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation du projet	
I. Introduction :	01
I.1. Les caractéristiques géométriques de la structure :	02
I.2. Présentation de la structure :	02
I.3. Caractéristiques du sol d'assise :	02-03
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	03
I.4.1. Le béton :	03
I.4.1.1. Diagrammes représentatifs :	04
I.4.2. L'acier :	04-05
I.4.2.1. Diagrammes représentatifs :	05-06
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments	
II. Introduction :	07
II. A) Pré dimensionnement des éléments secondaires :	07
II. A.1) Planchers :	07
II. A.1.1) Plancher à corps creux :	07
II. A.1.2) Plancher à dalle pleine :	08
II. A.2) Escaliers :	09
II. A.3) Acrotère :	10
II.2. B) Pré dimensionnement des éléments principaux :	10
II.2. B.1) Les Poutres :	10-11
II.2. B.2) Les voiles :	11
II.2. B.3) Les Poteaux :	11-12
II.2.C) Descente de charge :	12
II.2.C.1.) Les charges permanentes :	12-15
II.2.C.2) Surcharge d'exploitations :	15
II.D) Descente de charge :	15-17
III. Evaluation des surcharges d'exploitations (Q) :	17
III.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (G_6) :	17-22
IV. Vérification pour le poteau :	22-25
V. Conclusion :	25-26
CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires	
III) Introduction	27
III-2) L'acrotère	27
I-2-1) Définition	27
III-2-2) Evaluation des charges et surcharges	27
III-2-4) Calcul des sollicitations :	27
I-2-4-1) Calcul des coordonnées du centre de gravité	27-28
III-2-5) Calcul à L'ELU :	28-29

SOMMAIRE

III-2-6) Ferrailage	29
III-2-7) Vérification à l'ELS : (vérification des contraintes) :	30
III-2-8) Schéma de ferrailage :	30
III-3) Etude du plancher :	30
III-3-1) Introduction	30-31
III-3-2) Les types de poutrelles :	31
III-3-3) Les charges revenant sur poutrelles :	31-32
III-3-4) Calcul des sollicitations :	32-35
III-3-5) Ferrailage :	35
III-3-6) Vérification à l'ELU :	35-37
III-3-7) Etat limite de déformation de la flèche :	37-39
III-4) Etude des dalles pleines :	39
III-4-1) Dalle sur 4 appuis (panneau entourant la cage d'ascenseur) :	39
III-4-1-1) Calcul à l'ELU :	39-40
III-4-1-2) Calcul du ferrailage :	40
III-4-1-3) Vérification à l'ELS :	40-41
III-4-1-4) Vérification de la flèche :	41-42
III-4-2) Balcons :	42-47
I-6) Etude des escaliers :	47
III-6-1) Calcul des sollicitations :	47-48
III-6-2) Calcul du ferrailage :	48
III-6-3) Vérification à l'ELU :	48
III-6-4) Vérification à l'ELS :	48-49
III-6-5) Vérification de la flèche	49
III-6-6) Schéma de ferrailage :	50
III-7) Etude de la poutre palière :	50
III-7-1) Définition :	50
III-7-2) Pré-dimensionnement	50-51
III-7-3) Evaluation des charges :	51
I-7-4) Ferrailage :	51-52
III-7-5) Vérification et ferrailage total (F.S et torsion) :	52-53
III-7-6) Vérification de la flèche :	53
III-8) Etude de l'ascenseur :	53-54
III-8-1) Etude de la dalle pleine du local machine :	54-55
III-8-1-1) Etude à l'ELU :	55-58
III.9 Etude des poutres de chainages :	58
III.9.1 Définition	58
III.9.2 Dimensionnement :	58

SOMMAIRE

III.9.3. Calcul des sollicitations :	58-61
--------------------------------------	-------

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction	62
IV.2 Méthodes de calcul	62
IV.3. Méthode choisit	62
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :	62-65
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale	65
IV.5.1 Principe	65-66
IV.5. 2. Disposition des voiles	66
IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016 :	67-68
IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003	68-69
IV.5.4.1Vérification de l'interaction voiles portiques	68
IV.5.4.1.1 Sous charges verticales	68-69
IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales	69
IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques	70
VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements	70-71
VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	71-72
V.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit	72
V.6. Conclusion	72-73

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1) Etude des Poteaux :	74
V.1.1) Introduction :	74
V.1.2 Sollicitations de calcul :	74
V.2.3 Calcul du ferrailage :	75-77
V.2.4. Armatures transversales :	77-78
V.2.5. Vérifications :	78-82
V.2. Etude des poutres :	82
V.2.1 Introduction :	82
V.2.2 Calcul du ferrailage :	82-83
V.2.3. Vérification des armatures selon le RPA 99	83
V.2.4. Les armatures transversales :	83-84
V.2.5. Vérification à l'ELU :	84
V.2.6. Vérification à l'ELS :	84-85

SOMMAIRE

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :	86
V.3. Étude des voiles :	87
V.3.1. Introduction :	87
V.3.2. Sollicitations de calcul :	87
VI.3.3. Ferrailage :	88-95

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :	96
VI.2. Etude des fondations :	96
VI.3. Choix du type des fondations :	96-97
VI -4)- Semelles filantes :	97
VI.4.A –Dimensionnement :	98
VI.4.B. Les vérifications :	99-100
VI.4.C- Ferrailage du radier :	100-103
VI.4.D- Le schéma de ferrailage :	103
VI.5- Nervures :	103-109

CONCLUSION

Conclusion :	110
--------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

- Tab.1.1. Formules et caractéristiques mécaniques du béton.....	03-04
- Tab.1.2. : Formules et caractéristiques mécaniques de l'acier.....	05
- Tab.2.1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.....	12-13
- Tab.2.2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.....	13
- Tab.2.3 : Charges permanentes de mur extérieur.....	13
- Tab.2.4: Charges permanentes de mur intérieur.....	13-14
- Tab.2.5: Charges permanentes des balcons.....	14
- Tab.2.6: Charges permanentes sur le palier.....	14
- Tab.2.7: Charges permanentes sur la volée.....	14-15
- Tab.2.8: Charges permanentes d'acrotère.....	15
- Tab.2.9: Surcharge d'exploitation.....	15
- Tab.2.10.Poids propre des poteaux.....	16-17
- Tab.2.11. Evaluation des surcharge d'exploitation.....	17
- Tab.2.12 Descente charge pour le poteau (G6).....	20-21
- Tab.2.13.Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (G6).....	22
- Tab.2.14. Vérification au flambement des poteaux.....	24
- Tab.2.15. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (B).....	25
- Tab.3.1 : combinaison de calcul.....	28
- Tab.3.2 : Résumé calcul d'armatures en F.S.....	29
- Tab.3.3 : Différents types de poutrelles dans les planchers.....	31
- Tab.3.4 Chargement sur les poutrelles.....	31-32
- Tab.3.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	34-35
- Tab.3.6 : Résumé de calcul du ferrailage dans les poutrelles.....	35
- Tab 3.7. Evaluation des flèches.....	37-38
- Tab 3.8. Résumé calcul d'armatures dans la dalle D1.....	40
- Tab.3.9 – Vérification des contraintes.....	40-41
- Tab.3.10 – Vérification des flèches selon x de la dalle D1.....	41
- Tab.3.11 – Vérification des flèches selon y de la dalle D1.....	42
- Tab.3.12. Calcul du ferrailage du balcon travaillant comme une console.....	43
- Tab.3.13 – Calcul des contraintes.....	43
- TAB.3.14 – Evaluation des flèches dans le sens X.....	43-44
- Tab 3.15 Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.....	44
- TAB.3.16– calcul et vérification des contraintes à l'ELS.....	45
- Tab.3.17 – calcul et vérification des flèches.....	46
- Tab.3.18 – calcul des armatures dans l'escalier.....	48
- Tab.3.19 – vérification des contraintes dans le béton dans l'escalier.....	49
- Tab.3.20 – Calcul du ferrailage de la poutre palière a la flexion simple.....	51-52
- Tab.3.21 – Calcul et vérification des contraintes dans le béton (poutre palière).....	53
- Tab.3.22 – Calcul des armatures dans la dalle.....	56

- Tab.3.23. – Calcul et vérification des contraintes dans la dalle.....	57
- Tab.3.24 : Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.....	59
- Tab.3.25. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.....	60
- Tab.3.26. Résultats de flèche de la poutre de chaînage.....	61
- Tab4.1. Valeurs des pénalités P_q	64
- Tab 4.2 Période de vibration et taux de participation massique.....	68
- Tab.4.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	68-69
- Tab.4.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	69
- Tab.4.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	69
- Tab.4.6 Vérification des déplacements.....	70
- Tab.4.7 Vérification à L'effet $P-\Delta$	71
- Tab.4.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	71-72
- Tab.5.1. Sollicitations poteau le plus sollicité des différents niveaux.....	74
- Tab.5.2. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous N_{max} et M_{cor}).....	75
- Tab 5.3. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous N_{corr} et M_{max}).....	76
- Tab 5.4. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous N_{min} et M_{cor}).....	76
- Tab5.5. Résultats de calcul des armatures des poteaux de chaque niveau.....	76-77
- Tab.5.6. Calcul des armatures transversales pour chaque poteaux de chaque niveau.....	77-78
- Tab.5.7. Vérification du flambement pour les poteaux.....	78-79
- Tab.5.8. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	79-80
- Tab.5. 9. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	80
- Tab.5.10. Les moments résistants dans les poteaux.....	80-81
- Tab.5.11. Vérification de la zone nodale	81
- Tab.5.12. Calcul du ferrailage de la poutre B3.....	82
- Tab.5.13 : Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux.....	83
- Tab.5.14 : Vérification des contraintes tangentielles.....	84
- Tab.5.15. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	85
- Tab.5.16. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1,6}$ // à $x-x'$	87
- Tab.5.17. Ferrailage du voile $V_{x1,6}$ //X-X'	90
- Tab.5.18. Ferrailage du voile $V_{x1,2}$ //X-X'	91
- Tab.5.19. Ferrailage du voile $V_{x1,4}$ //X-X'	92
- Tab.5.20. Ferrailage du voile $V_{x1,15}$ //X-X'	93
- Tab.5.21. Ferrailage du voile V_{y2} //Y-Y'	94
- Tab.5.22. Ferrailage du voile $V_{y1,9}$ //Y-Y'	95
- Tab.6.1 : Moments en travée et appuis.....	101
- Tab.6.2. Section des armatures du radier.....	101-102
- Tab 6.3. Vérification des contraintes.....	102
- Tab.6.4. Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes.....	102
- Tab.6.5. Sollicitation a l'ELU sens Y-Y dans la travée AB.....	102-103
- Tab.6.6. Sollicitation a l'ELS sens Y-Y dans la travée AB.....	105
- Tab.6.7. Sollicitation a l'ELU sens X-X dans la travée AB.....	105
- Tab.6.8. Sollicitation a l'ELS sens X-X dans la travée AB.....	106
- Tab.6.9. Résultats de ferrailage des nervures.....	106
- Tab 6.10. Vérification de l'effort tranchant.....	107

- Tab.6.11. Vérifications des contraintes à L'ELS.....	108
- Tab.6.12. Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes.....	108

Liste des figures

CHAPITRE 01 : Présentation du projet

Fig 1-1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELS	4
Fig I-2 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELU	4
Fig I-3 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction	5
Fig 1-4 : Diagramme Contrainte-déformation de calcul.	6

CHAPITRE 02 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Fig2.1. Dispositions des poutrelles	7
FIG. 2.2 – Identification de la dalle au niveau de l'ascenseur.	8
Fig.2.3. Schéma du balcon RDC	8
Fig.2.4: Composantes d'un escalier	9
Fig.2.5: Schéma de l'escalier	9
Fig.2.6: Schéma de l'acrotère	10
Fig.2.7 : Schéma du voile RDC et étages courants	11
Fig.2.8: Plan montrant le poteau le plus sollicité	16
Fig.2.9. Surface qui revient au poteau Poteau (G6) niveau d'étage courant	17
Fig.2.10: Schéma statique de la décente de charge	19

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires

Fig.3.1 : Schéma statique de l'acrotère	27
Fig.3.2 sollicitation dans l'acrotère	28
Fig.3.3. Section à ferrailer	29
Fig.3.4.: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	30
Fig.3.5: Schéma de la poutrelle	31
Fig.3.6. Schéma isostatique de la poutrelle 01	33
Fig.3.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles	39
Fig.3.8 : Schéma statique de la dalle 1	39
Fig.3.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	42
Fig3.10. Schéma du balcon travaillant comme une console	42
Fig3.11. Schéma isostatique du balcon travaillant comme une console	43
Fig3.12. Schéma du balcon travaillant dans les deux sens.	44
Fig.3.13 : Schéma de ferrailage du balcon travaillant comme une console.	46
Fig.3.14 : Schéma de ferrailage du balcon travaillant dans les deux sens.	47
Fig.3.15. schéma isostatique de l'escalier	47
Fig3.16. Sollicitations sur l'escalier	47

Liste des figures

Fig .3.17. : Schémas du ferrailage de l'escalier	50
Fig.3.18. Sollicitation sur la poutre palière.	51
Fig.3.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière	53
Fig.3.20 : Cage d'ascenseur.	54
Fig.3.21 : Schéma représentant de la surface d'impact.	54
Fig.3.22. Disposition des poutres de chaînage	58
Fig.3.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	61
CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE	
Fig.4.1.Disposition des voiles	66
Fig 4.2. 1er mode de déformation (translation suivant y-y)	67
Fig .4.3 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)	67
Fig.4.4. 3eme mode de déformation (translation suivant x-x)	68
CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Fig.5.1 : Schéma de la zone nodale.	80
Fig.5.2: Schémas de ferrailage du poteau (6 ème et 7 ème) niveau.	81
Fig.5.3. Schéma de ferrailage de la p. Principale du 6em et 7eme niveau.	86
Fig.5.4. Schéma de ferrailage de la p. secondaire du 8eme niveau.	86
Fig.5.5.Exemple de ferrailage du voile RDC-voile Vx1,6//x-x	96
CHAPITRE 06 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Fig.6.1 Vue d'une semelle isolée	97
Fig.6.2 panneau le plus défavorable	100
Fig. 6.3 : Schéma de ferrailage de radier	103
Fig.6.4 : Schéma de rupture des dalles de radier.	104
Fig. 6.5: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	105
Fig.6.6: Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.	106
Fig.6.7. Schéma de la nervure	107
Fig.6.8. Schéma de ferrailage de la nervure selon x	109
Fig.6.9. Schéma de ferrailage de la nervure selon y	109

Introduction Générale

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

Cependant la conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7 duplexe à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité.

Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, etc. l'étude dynamique dans le 4ème chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles. 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 ETABS 16. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 5 et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre 6.

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

CHAPITRE I :

Présentation du projet

I. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qu'on va étudier est un bâtiment se composant d'un rez de chaussée + 7 étages à usage d'habitation ayant 4 appartements pour chaque étage, ces derniers sont de type F2, sauf pour le 7ème étage qui comporte 2 logements F2 et 2 studios. Le terrain choisi pour recevoir ces logements est situé au lieu-dit Mellala wilaya de Bejaïa, au profit de L'ETB TCE ZIANE Boualem. Chaque appartement comporte une terrasse et un balcon sauf pour les 2 studios du 7ème niveau, et l'ouvrage est constitué d'une terrasse inaccessible. La configuration du bâtiment présente une régularité au niveau du plan et de l'élévation et sa structure est contreventée par un système de contreventement mixte (portiques voiles) en béton armé.

I.1. Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) est : $H=27,59\text{m}$
- La longueur en plan est de : $19,1\text{m}$
- La largeur en plan est de : $14,35\text{m}$
- La hauteur du RDC et étages courants est de : $3,06\text{m}$

I.2. Présentation de la structure :

- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.
- Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.
- D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m .

1.3. Caractéristiques du sol d'assise :

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques du Laboratoire des Travaux Publics « L.E.C » Bejaïa, la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est $\sigma_{\text{sol}} = 1,2 \text{ bar}$. Le site est un terrain en pente moyenne, constitué d'argiles limoneuses graveleuses altérées avec passage de galets et pierres d'origine calcaire, ainsi que l'émergence de blocs rocheux calcaire par endroit. Grace aux essais penetrometriques on constate une certaine homogénéité du terrain latéralement et horizontalement.

Il est conseillé donc de :

- ✓ L'emploi de fondations superficielles
- ✓ Concevoir et réaliser de manière très efficace, un système de drainage des eaux superficielles ainsi que les eaux d'infiltrations souterraines en amont des murs de soutènement.
- ✓ Procéder à la revégétalisation consciencieuse du site afin de permettre l'évapotranspiration du sol et sa stabilité à long terme.

1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux à représentés pour cette construction sont le béton et l'acier, leurs caractéristiques mécaniques doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul de structures en béton arme :

1.4.1. Le béton :

C'est un matériau de construction issu d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" , Le béton choisi est de classe C25, ses caractéristiques sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab 1.1. Formules et caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance a la compression	Pour $j < 28$ jours : $\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83j} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95j} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{cases}$ Pour $j > 28$: $f_{cj} = f_{c28}$	
Résistance à la traction	$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} & \text{(BAEL 91 Art 2.3.3.1)} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} \end{cases}$	
Module d'élasticité longitudinal	Instantané	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (BAEL 91 Art 2.3.3.2) Pour notre cas $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$
	Différé	$E_{iv} = \frac{E_{ij}}{3}$ (BAEL 91 Art 2.3.3.2) $E_{iv} = 10721,4 \text{ MPA}$
MPA	$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ MPA ν : coefficient de poisson et $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$	

Contraintes limites	A la compression	$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ MPA (BAEL 91 Art 2.3.3.3) avec : $\gamma_b \begin{cases} 1,5 \implies \text{situation durable} \\ 1,15 \implies \text{situation accidentelle} \end{cases}$ $f_{bu} = 14,2$ MPA pour $f_{c28} = 25$ MPA
	Cisaillement	F.P.N $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPA s. courante} \\ 4,35 \text{ MPA s. accidentelle} \end{cases}$ F.N et F.T.N : $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \tau_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPA s. courante} \\ 3,26 \text{ MPA s. accidentelle} \end{cases}$
	Contrainte de service à la compression	$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPA

1.4.1.1. Diagrammes représentatifs :

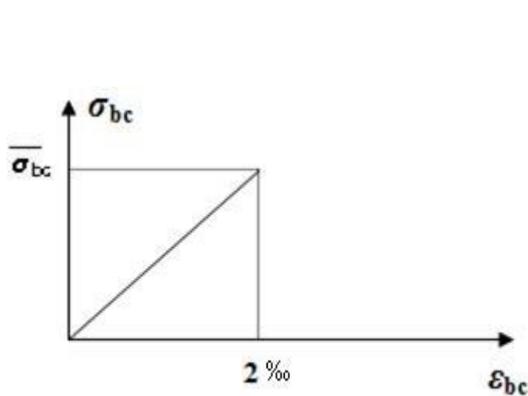


Fig 1-1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS

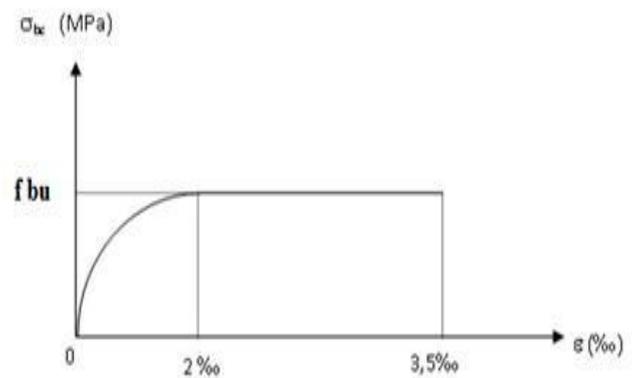


Fig I-2 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELU

1.4.2. L'acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone)¹.

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier. Il existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fontes et les ferroalliages.

Pour notre projet on choisit des aciers de haute adhérence (HA) Fe400, $f_e = 400 \text{ MPa}$

On va résumer quelques caractéristiques de l'acier dans le tableau ci-dessous :

Tab 1.2. Formules et caractéristiques mécaniques de l'acier.

Pour notre cas $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

1.4.2.1. Diagrammes représentatifs :

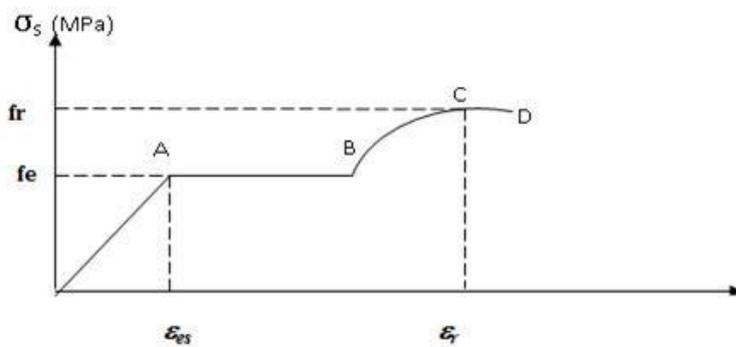


Fig I-3 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

Tab 1.2. Formules et caractéristiques mécaniques de l'acier.

Etat limite de service	<p>D'après les règles du BAEL 91 :</p> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots F.P.N$ $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{nf_{ij}} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N\right)$ $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min\left(\frac{1f_e}{2}; 90\sqrt{nf_{ij}} = 164,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.T.N\right)$ <p>n: coefficient de fissuration $n = 1,6$ pour HA $\gamma_s \begin{cases} 1,15 \implies \text{situation durable} \\ 1 \implies \text{situation accidentelle} \end{cases}$</p>
Limite d'élasticité à l'ELU	$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$ <p>Avec : $E_s = 200000 \text{ MPa}$</p>

ε_{es} : Allongement relatif correspondant
à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

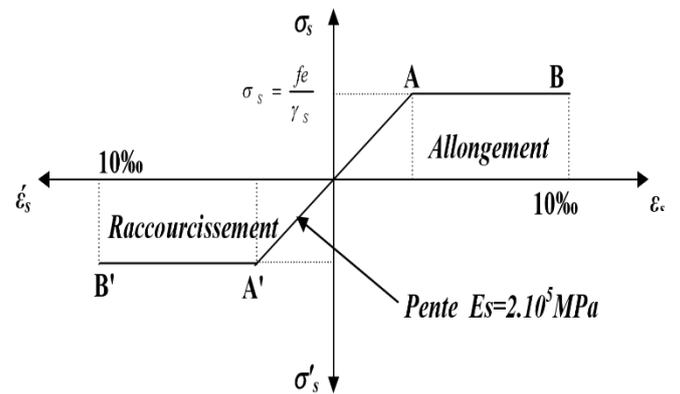


Fig 1-4 : Diagramme Contrainte-déformation de calcul.

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement des
éléments

II. Introduction :

Le pré dimensionnement c'est donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de résistance.

II. A) Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II. A.1) Planchers :

II. A.1.1) Plancher à corps creux :

La hauteur totale du plancher ht doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (B.A.E.L 91)}$$

Où L_{max} la distance maximale (entre nus) de deux poutres principales.

Dans notre projet : $L_{max} = 4,6 - 0,3 = 4,3m$ ce qui donne : $ht > 19,11 \text{ cm}$.

Donc on opte pour : $ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

• Disposition des poutrelles :

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

• Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

• Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles. Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

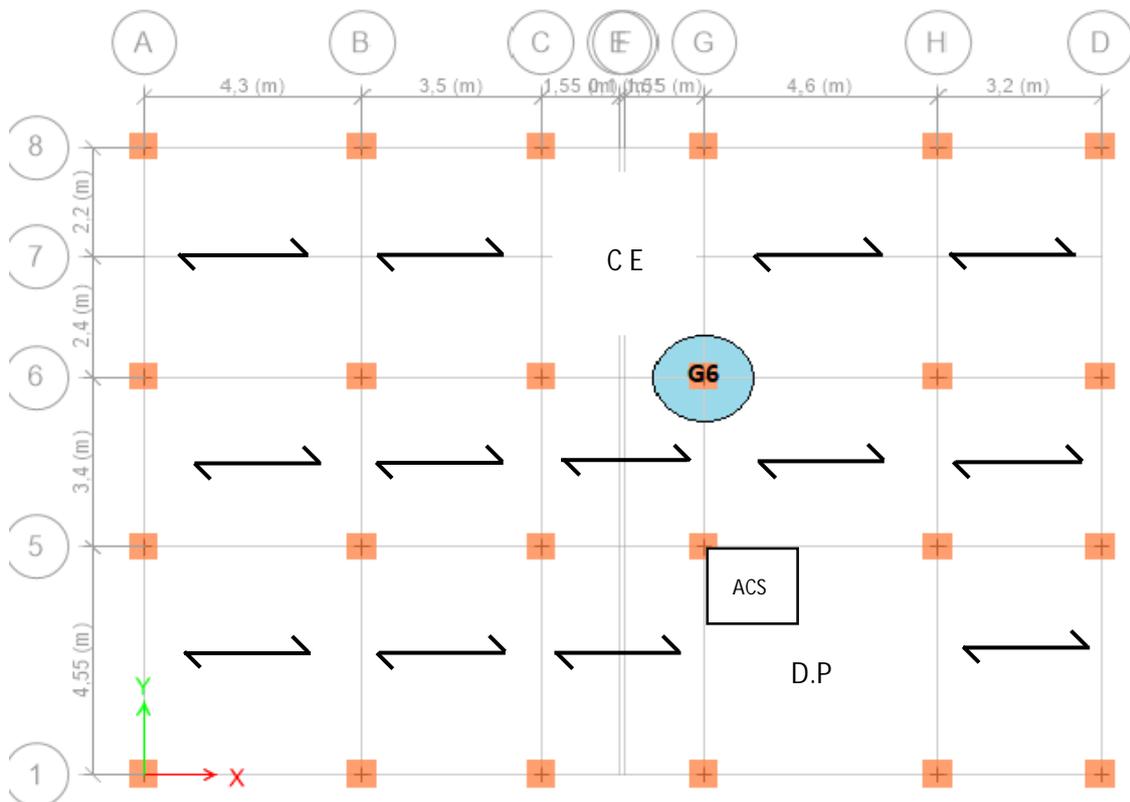


Fig2.1. Dispositions des poutrelles

II. A.1.2) Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement des dalles se fait en se basant sur les critères suivants :

1. Critère de résistance :

– $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle sur quatre appuis et $\rho \leq 0,4$.

– $e \geq \frac{Lx}{20}$ Pour une dalle sur un ou deux appuis parallèle.

– $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$

2. Résistance au feu :

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

- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet :

1er) Au niveau de la cage d'ascenseur :

$Lx = 1,6\text{m}$

$Ly = 2,1\text{m}$

$\rho = \frac{1,6}{2,1} = 0,76$

$\rho > 0,4$ et dalle sur 4 appuis

$$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$$

$$3,55 < e < 4$$

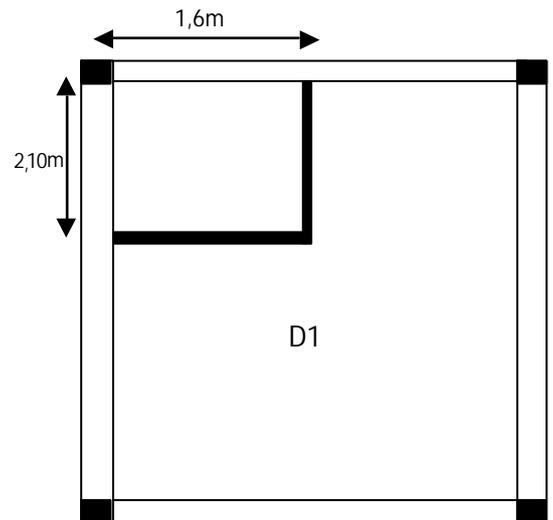


Fig. 2.2 – Identification de la dalle au niveau de l'ascenseur.

On voit bien que les dimensions du panneau sont petites c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.

On opte donc pour une épaisseur de $e = 12\text{cm}$.

2eme) Au niveau des balcons :

On va étudier le balcon le plus défavorable c'est-à-dire celui du RDC :

Balcon RDC :

$Lx = 1,3\text{m}$

$Ly = 4\text{m}$

$\rho = \frac{1,3}{4} = 0,32$

$\rho < 0,4$ et dalle sur 3 appuis

$$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$$

$$3,71 < e < 4,33$$

⇒ Donc on prend pour l'ensemble des balcons $e = 12\text{cm}$

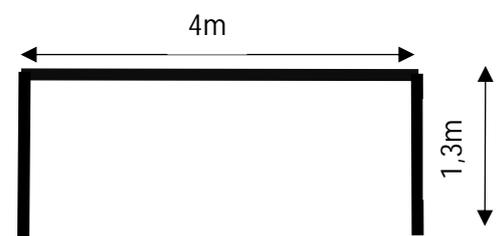


Fig.2.3. Schéma du balcon RDC

II. A.2) Escaliers :

- Description :

Un escalier est défini par les paramètres suivants :

- 1 / Palier
- 2/ Paillasse
- 3/ Contre marche
- 4/ Giron
- 5/Emmarchement
- 6/ Epaisseur e

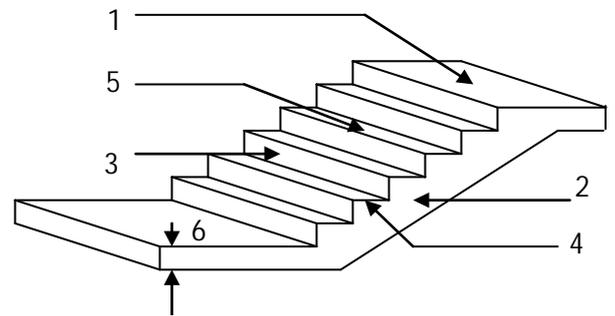


Fig.2.4: Composantes d'un escalier

- Pré dimensionnement :

Pour notre projet on a un seul type d'escalier (RDC et étages courants) :

Lv=2,4m

Lp=1,9m

Hauteur et largeur des marches :

Hauteur d'étage = 3,06m

On a : $14 < h < 18$ Pour le confort architectural

on adopte $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marches : $nc = \frac{H}{h} = 18$

La dimension du giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h + g < 64 \Rightarrow 26 < g < 31 \Rightarrow$ on prend $g=30\text{cm}$

Donc on adopte :

8marches

9 contre marches

Pour une seule volée

Epaisseur de la paillasse :

Calcul de la longueur de la paillasse L (portée de la volée) :

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = 1.53 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L_0 = 1.7 / \sin \alpha = 3.16\text{m}$$

$$\text{Tel que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 3.16 + 1.9 = 5.06\text{m}$$

On prend $e=18\text{cm}$

Donc on a :

$h=17\text{cm}$

$g=30\text{cm}$

$e=18\text{cm}$

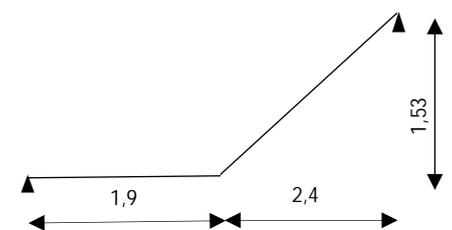


Fig.2.5: Schéma de l'escalier

II. A.3) Acrotère :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

Sur une toiture-terrasse, accessible ou non, il peut également être plus haut et permet de dissimuler un équipement technique ou de fixer un garde-corps.

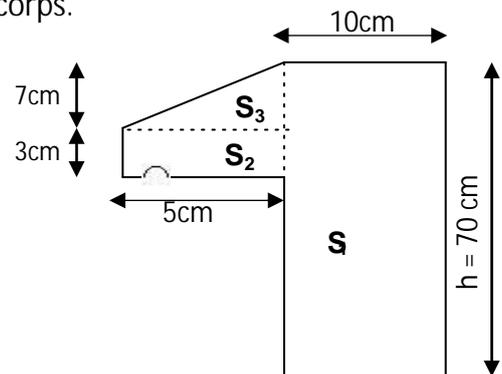


Fig.2.6: Schéma de l'acrotère

II.2. B) Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2. B.1) Les Poutres :

Pour le pré dimensionnement des poutres on utilise la formule suivante :

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

Avec L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre

II.2.B.1.1) Poutres principales :

$$L_{max}=4,6-0,3=4,3m$$

$$\frac{430}{15} < h_{pp} < \frac{430}{10}$$

$$28,66 < h_{pp} < 43$$

$$\text{on prend } \begin{cases} h_p = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

II.2. B.1.2) Poutres secondaires :

$$L_{max}=4,6-0,3=4,3cm$$

$$\frac{430}{15} < h_{pp} < \frac{430}{10}$$

$$28,66 < h_{pp} < 43$$

$$\text{on prend } \begin{cases} h_p = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

➤ Vérification des règles du RPA :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$

II.2. B.2) Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles dépend de la détermination de l'épaisseur e , et ses dimensions doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

- ✓ $e \geq \text{Max} \left(\frac{he}{20}; 15\text{cm} \right)$
- ✓ $L \geq 4\text{cm}$

Avec :

e =l'épaisseur du voile

he =la hauteur libre d'étage

L =la largeur du voile

- Pour étage courant et RDC :

$$he = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{271}{20}; 15\text{ cm} \right)$$

$$e \geq \max (13,55\text{cm}; 15\text{ cm})$$

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

- Voiles de la cage d'ascenseur :
Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera prise forfaitairement $e = 15\text{cm}$

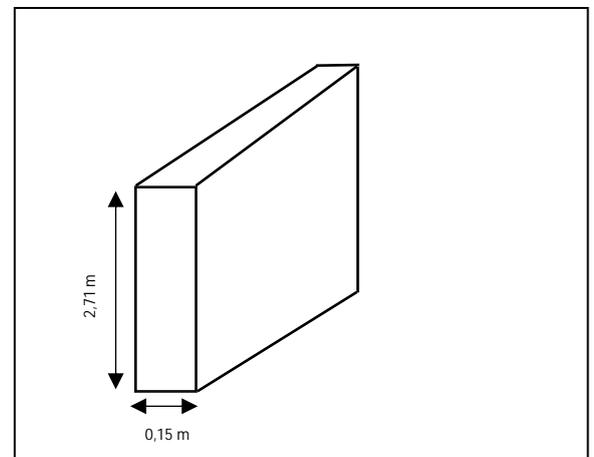


Fig.2.7 : Schéma du voile RDC et étages courants

II.2. B.3) Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant :

- Critère de résistance
 - Critère de stabilité de forme
- On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- RDC, 1^{er} étage : $(b,h) = (40,45)\text{ cm}^2$
- 2^{ième}, 3^{ième} étage: $(b,h) = (35, 40)\text{ cm}^2$.

- 4^{ième}, 5^{ième} étage: (b,h) = (35,35) cm².
- 6^{ième}, 7^{ième} étage: (b,h) = (30,35) cm².

II.2.C) Descente de charge :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

→ Les charges permanentes : IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

→ Les charges d'exploitation : Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

II.2.C.1.) Les charges permanentes :

a)-Plancher terrasse inaccessible :

Tab2.1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	12	0.24
Papier kraft	2feuilles	/	0.50
Forme de pente	8	22	1.76
Isolation thermique	4	4	0.16
Par vapeur	1	1	0,01
Plancher corps creux	16+4	/	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.20

TOTAL	$G_{ter} = 6,72 \text{ KN/m}^2$
-------	---------------------------------

b)-Planchers des étages courants :

Tab.2.2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher corps creux	16+4	/	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	10	10	1
TOTAL			$G_{ec} = 5,21 \text{ KN/m}^2$

c)-Murs extérieure (doubles parois en briques creuses) :

Tab.2.3 : Charges permanentes de mur extérieur.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur	2	10	0.20
Briques creuses ext	15	9	1.35
Lame d'air	5	0	0.00
Briques creuses int	10	9	0.90
Revêtement de ciment	2	18	0.36
TOTAL			$G_{m \text{ ext}} = 2,81 \text{ KN/m}^2$

d)-Murs intérieurs :

Tableau.2.4: Charges permanentes de mur intérieur.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2+2	10	0.40
Briques creuses	10	9	0.90
Revêtement de ciment	2	18	0.36
TOTAL			$G = 1,66 \text{ KN/m}^2$

e)-Balcons :

Tab.2.5: Charges permanentes des balcons

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	12	25	3.00
Enduit en ciment	2	20	0.40
TOTAL			Gbal = 4,58 KN/m ²

f) Les escaliers :

f-1)-palier :

Tableau.2.6: Charges permanentes sur le palier.

Matériau	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	18	25	4,5
Enduit de ciment	2	20	0,20
TOTAL			G pal = 6,1 KN/m ²

f-2)volée :

Tab.2.7: Charges permanentes sur la volée

Matériau	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	2	22	0.44
Revêtement carrelage vertical	2×h/g	22	0,25
Mortier de pose horizontal	2	20	0.40
Mortier de pose vertical	2×17/30	20	0,226

Marche	17/2	23	1,955
Paillasse	18/cos α	25	4,5
Lit de sable	2	18	0.36
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	2/cos α	10	0.20
TOTAL			G pal = 8,431 KN/m ²

g) Acrotère :

Tab.2.8: Charges permanentes d l'acrotère.

Eliment constituants	Masse volumique kN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires kN /m
Acrotère	25	0.07425	1,85625
Enduit en ciment	2	20	0,40
Total			G =2,256 KN/m

II.2.C.2) Surcharge d'exploitations :

Tab.2.9: Surcharge d'exploitation.

Nature des locaux	Surcharges kN/m ²
Planche terrasse inaccessible	1.00
Plancher usage d'habitation	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
Acrotère	1.00

II.D) Descente de charge :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. La descente de charges va se faire pour le

poteau G6 car c'est celui qui représente la configuration la plus défavorable, comme le montre la figure ci-dessous :

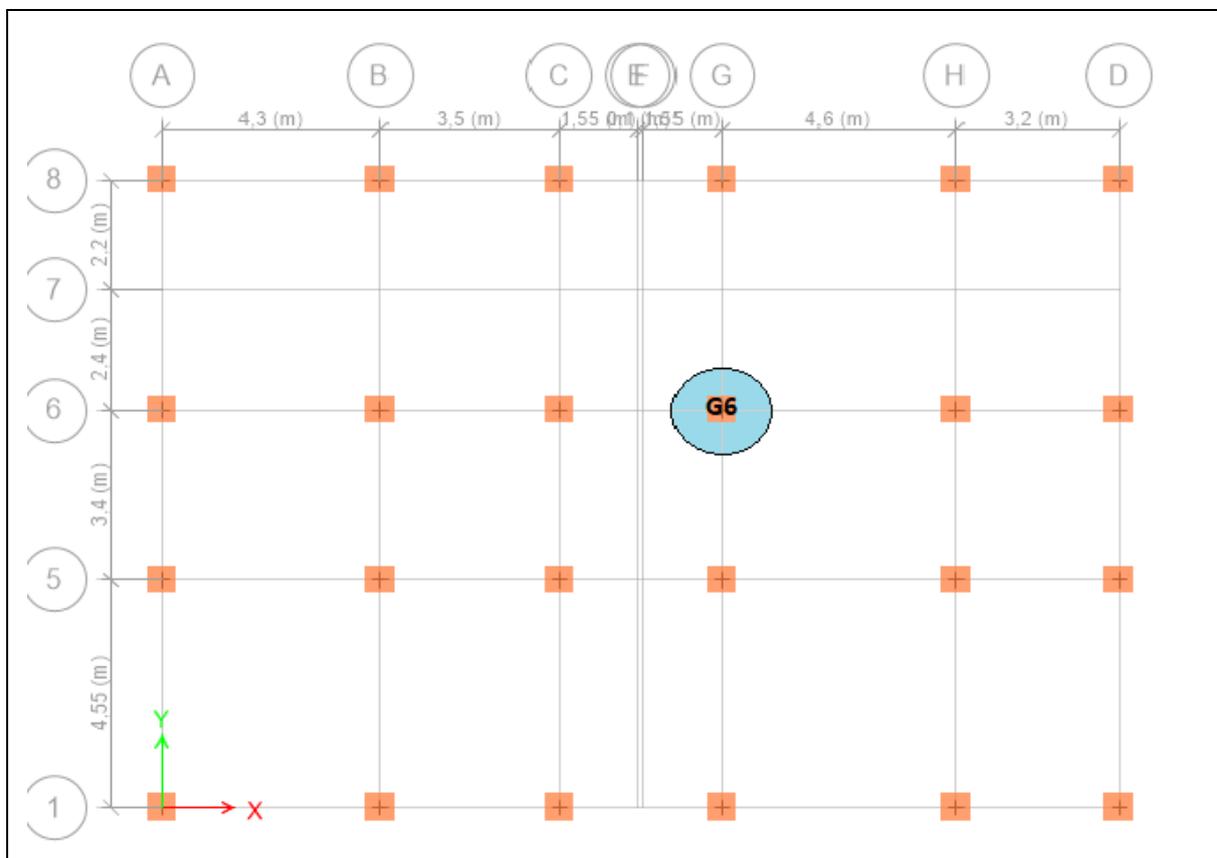


Fig.2.8: Plan montrant le poteau le plus sollicité.

➤ Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est: $P=25 \times S \times h$; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$)

Tab.2.10.Poids propre des poteaux

Etage	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	Poteau de terrasse
Surface (m ²)	0,18	0,14	0,1225	0,105	0,105
Hauteur d'étage h	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	13,77	10,71	9,371	8,032	8,032

III. Evaluation des surcharges d'exploitations (Q) :

Tab.2.11. Evaluation des surcharge d'exploitation

Elément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Balcon	Escalier	RDC
Surcharges (KN/m ²)	1	1,5	3,5	2,5	2,5

III.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (G₆) :

➤ Poids des planchers

On a :

- Poutres principales (30×35).
- Poutres secondaires (30×35).

• Terrasse inaccessible

$$S_{\text{afférant}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 10,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ESC}} = (2,15 \times 1,35) = 2,9 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_{\text{ESC}} = 12,94 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher ti}} = 6,72 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{plancher ti}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow 6,72 \times 12,94 \Rightarrow G_{\text{plancher ti}} = 86,97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 1 \times 12,94 \Rightarrow Q_{\text{plancher ti}} = 12,94 \text{ KN}$$

• Plancher d'étage courant et RDC

$$S_{\text{afférant}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = (2,15 \times 2,15) = 4,62 \text{ m}^2$$

$$S_2 + S_3 = (1,35 \times 2,15) + (2,15 \times 1,35) = 4,86 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 9,48 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{plancher etage}} = G_{\text{plancher}} \times (S_1 + S_2 + S_3)$$

$$\Rightarrow 5,21 \times 9,48 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 49,39 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher etage}} = Q_{\text{plancher}} \times (S_1 + S_2 + S_3)$$

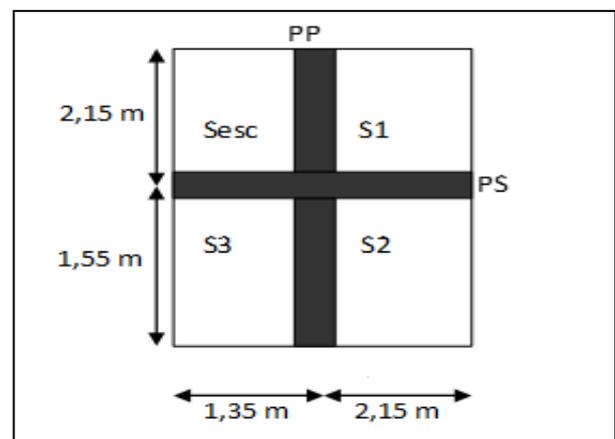


Fig.2.9. Surface qui revient au poteau Poteau (G₆) niveau d'étage courant

$$\Rightarrow 1,5 \times 9,48 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 14,22 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres

❖ Poutre principale

$$L_{pp} = \frac{(4 - 0,30)}{2} + \frac{(3 - 0,30)}{2} = 1,85 + 1,35$$

$$L_{pp} = 3,2 \text{ m}$$

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 3,2 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = \mathbf{8,4 \text{ KN}}$$

❖ Poutre secondaire

$$L_{ps} = \frac{(3,2 - 0,30)}{2} + \frac{(4,60 - 0,30)}{2} = 1,45 + 2,15$$

$$L_{ps} = 3,6 \text{ m}$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 3,6 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = \mathbf{9,45 \text{ KN}}$$

❖ Poids total des poutres

$$G_t = \mathbf{8,4 + 9,45 = 17,85 \text{ KN}}$$

➤ Escalier

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 6,1 (\text{KN/m}^2) \quad ; \quad Q_{\text{palier}} = 2,5 (\text{KN/m}^2)$$

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 8,431 (\text{KN/m}^2) \quad ; \quad Q_{\text{volée}} = 2,5 (\text{KN/m}^2)$$

$$G_{\text{palier}} = G_{\text{palier}} \times S_{\text{esc}} = \mathbf{17,69 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{volée}} = G_{\text{volée}} \times S_{\text{esc}} = \mathbf{24,449 \text{ KN}}$$

Poids total d'escalier :

$$G_{\text{escalier}} = \mathbf{42,139 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2,5 \times S_{\text{esc}} = 2,5 \times 2,9 = \mathbf{7,25 \text{ KN}}$$

❖ Application de la loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages
 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :..... Q_0

Sous dernier étage :..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :..... $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n \geq 5$:..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Dans ce projet les surcharges d'exploitations ne sont pas égales.

Q_0, Q_1 : les surcharges d'exploitation respectives sur les terrasses inaccessibles 1 et 2.

Q_2, \dots, Q_7 . La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation.

Q_8 : La surcharge d'exploitation sur le RDC.

$N = Q \times S_{\text{afférente}}$

$N_0 : Q_0 = 11,52 \text{ KN}$

$N_1 : Q_0 + Q_1 = 31,486 \text{ KN}$

$N_2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 49,455 \text{ KN}$

$N_3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65,4282 \text{ KN}$

$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 79,404 \text{ KN}$

$N_5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 91,384 \text{ KN}$

$N_6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 101,367 \text{ KN}$

$N_7 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 121,35 \text{ KN}$

$N_8 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 121,33 \text{ KN}$

➤ Descente charge pour le poteau G6 :

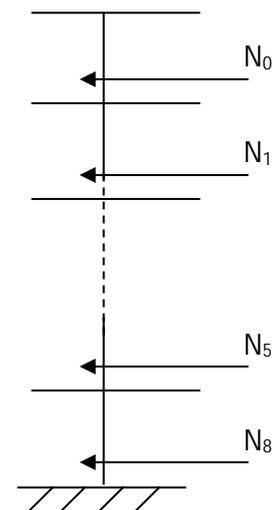


Fig.2.10: Schéma statique de la descente de charge

Tab.2.12 Descente charge pour le poteau (G6)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	plancher	86,97	12,94
	poutres	17,85	
	poteaux	8,0325	
	Escalier	42,139	
La somme		154,9915	12,94
N1	venant de 0	154,9915	31,486
	plancher	49,39	
	poutres	17,85	
	poteaux	8,0325	
	Escalier	42,139	
La somme		272,403	44,57
N2	venant de 1	272,403	49,455
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	8,0325	
	Escalier	42,139	
La somme		389,81	49,455
N3	venant de 2	389,81	65,4282
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	9,371	
	Escalier	42,139	
La somme		508,5645	65,4282
N4	venant de 3	508,5645	79,404
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	9,371	
	Escalier	42,139	

La somme		627,3145	79,404
N5	venant de 4	627,3145	91,384
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	10,71	
	Escalier	42,139	
La somme		747,4	91,384
N6	venant de 5	747,4	101,79875
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	10,71	
	Escalier	42,139	
La somme		987,58	101,79875
N7	venant de 6	776,7435	111,35
	Plancher	49,39	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	13,77	
	Escalier	42,139	
La somme		1110,729	111,35
N8	venant de 7	893,3835	121,333
	Plancher	46,05	
	Poutres	17,85	
	Poteaux	13,77	
	Escalier	38,97	
La somme		1233,878	121,333
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1847,73 \text{ KN}$			

IV. Vérification pour le poteau :

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1847,73 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 2032,5$ KN

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2032,5}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.143 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.4 * 0.45 = 0.18 \text{ m}^2 > 0,123 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tab.2.13.Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (G6)

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu* (KN)	condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
terrasse	154,9915	12,94	170,5	0,105	0,012	Vérifiée
7	272,403	44,57	299,64	0,105	0,021	Vérifiée
6	389,81	49,455	428,79	0,105	0,03	Vérifiée
5	508,5645	65,4282	559,42	0,1225	0,04	Vérifiée
4	627,3145	79,404	690,04	0,1225	0,048	Vérifiée
3	747,4	91,384	822,14	0,14	0,057	Vérifiée
2	987,58	101,789	1086,338	0,14	0,076	Vérifiée
1	1110,729	111,35	1221,8	0,18	0,086	Vérifiée
RDC	1233,878	121,333	1357,26	0,18	0,0955	Vérifiée

On remarque que la condition $B > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux

b. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec:

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$i: \text{ Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

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

Exemple de calcul

Vérification du poteau G6 :

$$l_f = 0,7 \times 2,76 = 1,93 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 1,897 \frac{\sqrt{12}}{0,45} \Rightarrow \lambda = 14,6031$$

$$\lambda = 14,6031 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,821$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que $B_r > B_{calculé}$

$$\Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_{calculé} \geq \frac{2032,5 \times 10^{-3}}{0,821 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,112m^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,40-0,02) \times (0,45-0,02) \Rightarrow B_r = 0,1634m^2 > B_{calculé} = 0,096m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tabl.2.14. Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					B_r	$B_{calculé}$	
terrass e	154,991	0,10103629	18,7754307	0,80374164	0,0924	0,088	Vérifiée
7	272,403	0,10103629	18,7754307	0,80374164	0,0924	0,0154	Vérifiée
6	389,81	0,10103629	18,7754307	0,80374164	0,0924	0,022	Vérifiée
5	508,564	0,10103629	18,7754307	0,80374164	0,1089	0,028	Vérifiée
4	627,314	0,10103629	18,7754307	0,80374164	0,1089	0,035	Vérifiée
3	747,4	0,11547005	16,4285019	0,81412586	0,1254	0,041	Vérifiée
2	987,58	0,11547005 3	16,4285019 1	0,81412586	0,1254	0,0551	Vérifiée
1	1110,72	0,17320508	14,6031128 1	0,82140168	0,1634	0,062	Vérifiée
RDC	1233,87	0,17320508	14,6031128	0,82140168	0,1634	0,069	Vérifiée

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1) :

Tab.2.15. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (B).

Poteau	(40×45)	(35×40)	(35×35)	(30×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	40	35	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15,3	15,3	15,3	15,3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,888	0,875	1	0,857	vérifiée

V. Conclusion :

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

- Plancher :
 - ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles plein e = 12cm
- Poutres :
 - ❖ Poutres principales : 30×35 cm²
 - ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm²
 - ❖ Poutres brisée : 30×30 cm²
 - Escalier + palier
 - ❖ Nous avons adopté une épaisseur e =18 cm.
 - voiles :
 - ❖ e_p = 15 cm pour les étages courant.
 - Poteaux :
 - ❖ La RDC et 1^{er} étages est de section (40x45) cm².
 - ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section (35x40) cm².

- ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section (35x35) cm².
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section (30x35) cm².

CHAPITRE III :
Etude des éléments
secondaires

III) Introduction

Les éléments constitutifs du bâtiment sont distingués suivant la fonction qu'ils assurent :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements, et qui assurent la transmission directe des charges vers les fondations.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, et qui sont l'intermédiaire dans la transmission des charges vers les fondations (de façon indirecte).

Pour ce chapitre on va s'intéresser aux éléments secondaires suivants :

III-2) L'acrotère

I-2-1) Définition

L'acrotère est considéré comme une console verticale encadré a sa base, soumis à son poids propre (G) et une force latérale due à l'effort (FP), une charge horizontale (Q) due à la main courante.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III-2-2) Evaluation des charges et surcharges

➤ POIDS PROPRE :

$$G1 = 25 \times 0,07425 \times 1 = 1,856 \text{ KN/m}$$

➤ Enduit en ciment :

$$G1 = 20 \times 0,2 = 0,4 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$WP = G1 + G2 = 1,856 + 0,4 = 2,256 \text{ KN.}$$

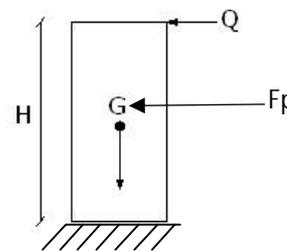


Fig.3.1 : Schéma statique de l'acrotère

CHARGE D'EXPLOITATION : Q = 1KN/m

III-2-3) Evaluation de la charge sismique :

La force sismique horizontale Fp est donnée par la formule suivante :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times WpRPA99 \text{ (Article 6.2.3)}$$

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

Cp: Facteur de force horizontale (CP = 0,8).

Wp: Poids de l'acrotère.

Donc :

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,256 = 1,082 \text{ KN}$$

III-2-4) Calcul des sollicitations :

I-2-4-1) Calcul des coordonnées du centre de gravité :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$XG = \frac{\sum XiAi}{\sum Ai} = \frac{(0,07 \times 0,05) + (0,00075 \times 0,116) + (0,125 \times 0,0035)}{0,07425} = 0,0531 \text{ m}$$

$$YG = \frac{\sum YiAi}{\sum Ai} = \frac{(0,07 \times 0,35) + (0,00075 \times 0,68) + (0,0035 \times 0,635)}{0,07425} = 0,366 \text{ m}$$

III-2-4-2) Sollicitations :

G : Créé un effort normal : NG = G = 2,256 KN/ml

Crée un Moment : MG=0

Q : Créé un effort normal : NQ = 0 KN

Crée un Moment : MQ = Q×H= 1 ×0,7= 0,7 KN.m

Fp : Crée un effort normal : NFp = 0 KN

Crée un Moment : MFp = Fp × YG = 1,02 KN.m

➤ Combinaison des sollicitations :

ELU :

- NU=1.35NG+1.5NQ
- MU=1.35MG+1.5MQ

ELS :

- Ns = NG+NQ
- Ms = MG+MQ

ELU A : G + Q + E

On résume les calculs dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.1 : combinaison de calcul

	ELU A	ELU	ELS
SOLLICITATIONS	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2,256	3,0456	2,256
M(KN.M)	1,72	1,05	0.7
V(KN)	2,082	1,5	1

III-2-5) Calcul a L'ELU :

$$eu = Mu / Nu = 1.05 / 3,0456 = 0.35 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,1/6 = 0,06 \text{ m}$$

Donc $eu > h/6 \implies$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et Nu est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

- Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $Mu = Nu \cdot e$
- Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme

Avec une excentricité totale de : $e = e1 + e2 + e3$

D'où :

e1 : excentricité structurelle = 0.35m

e2 : excentricité accidentelle.

e3 : excentricité du second ordre.

$$e2 = \max(2\text{cm}, L/250) = \max(2\text{cm}, 70/250) = 2\text{cm}.$$

$$e3 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h0} \times (2 + \alpha\phi)$$

Avec : Lf (longueur de flambement) = 2*h = 2*0,7 = 1,4m

h0 (Hauteur de la section) = 10 cm

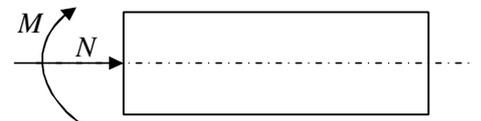


Fig.3.2 sollicitation dans l'acrotère

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg+Mq} = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e_3 = \frac{3 \times (1,4)^2 \times 2}{10^4 \times 0,1} = 0,0117 \text{ m}$$

On aura donc : $e = 0,35 + 0,02 + 0,0117 = 0,381 \text{ m}$

Les sollicitations deviennent :

$$Nu = 3,0456 \text{ KN}$$

$$Mu = Nu * e = 1,16 \text{ KN.M}$$

III-2-6) Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm} \quad d' = 2 \text{ cm}$$

La section se ramènera a un calcul en FS sous l'effet

D'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité

Des armatures tendues

$$M_f = Mu + Nu (d - h/2)$$

$$= 1,16 + 3,0456 (0,08 - 0,1/2) = 1,25 \text{ KN.M}$$

Le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.2 : Résumé calcul d'armatures en F.S

μ	A	Z (m)	A(cm ²)
0,0137	0,0172	0,08	0,45

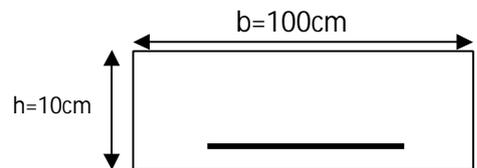


Fig.3.3. Section à ferrailer

Calcul réel des armatures en flexion composée :

$$As = A - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{3,0456 \times 10^{-3}}{348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28} / Fe = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > As \text{ On adopte donc } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } st = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$Ar = As/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ar = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$Vu = Fp + Q = 1,082 + 1 = 2,082 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{2,082 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026 \text{ MPA} < 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-7) Vérification à l'ELS : (vérification des contraintes) :

$d = 0,08 \text{ m} , N_{ser} = 2,256 \text{ KN}$

$M_{ser} = 0,7 \text{ KN.M}$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- Position de l'axe neutre :

$C = d - e_1$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) = 0,7/2,256 + (0,08 - 0,1/2) = 0,34 \text{ m}.$

$e_1 > d \implies c$ à l'extérieur de section $c = 0,08 - 0,34 = -0,26 \text{ m}.$

$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$ Tel que :

$P = -3 \times (c)^2 - (d' - c) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)}{b}$

$p = -0,2$

$q = -2 \times (c)^3 - \frac{6 \times n \times A \times (d - c)^2}{b_0}$

$q = 0,033$

On aura donc : $Y_{C1} = 0,3 , Y_{C2} = 0,214$

On choisit selon la condition suivante : $-c < y_c < h - c$

$Y_{ser} = Y_c - C = 0,3 - (-0,26) = 0,56 \text{ m}$

$\mu_T = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{ser}) = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

- $\sigma_{bc} = \frac{2,256 \times 10^{-3} \times 0,56}{6,79 \times 10^{-4}} = 3,32 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \rightarrow$ condition vérifiée
- $\sigma_{st} = \frac{2,256 \times 10^{-3} \times 0,56}{6,79 \times 10^{-4}} \times (0,08 - 0,04) = 0,1329 \text{ MPA} < 201,66 \rightarrow$ C. Vérifiée

III-2-8) Schéma de ferrailage :

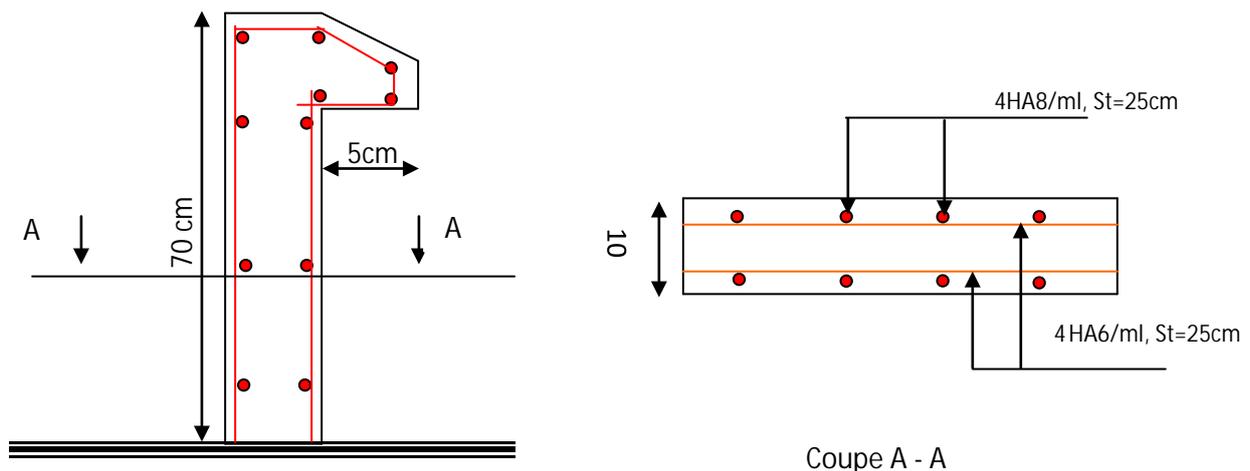


Fig.3.4.: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-3) Etude du plancher :

III-3-1) Introduction :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme des sections en T et posées sur plusieurs appuis pour estimer les efforts qui reviennent au poutrelles, on utilise une des méthodes suivantes :

- Méthode RDM
- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode de Caquot minorée

ht = 20 cm

h₀ = 4 cm

b₀ = 10 cm

b = largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

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

Avec :

Lx : distance entre nus de deux poutrelles.

Ly : longueur (entre nus) minimale d'une travée de l'élément calculé.

Pour notre projet on a :

Lx = 65 – 10 = 55 cm

Ly = 320 – 30 = 290 cm

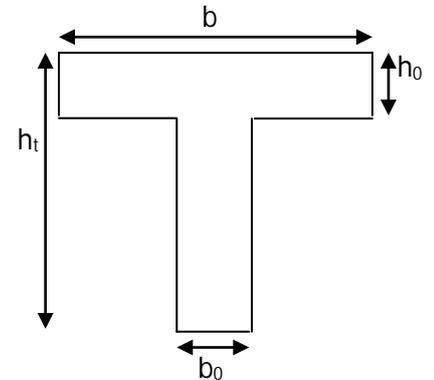


Fig.3.5: Schéma de la poutrelle

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{290}{10}\right)$$

on obtient → b= 60 cm

I-3-2) Les types de poutrelles :

Tab.3.3 : Différents types de poutrelles dans les planchers.

01	
02	
03	
04	
05	

III-3-3) Les charges revenant sur poutrelles :

Tab.3.4 Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m)	Q (KN/m)	l ₀ (m) (entraxe des poutrelles)	q _u =(1.35G+1.5Q)*l ₀ (KN/m)	q _s =(G+Q)*l ₀ (KN/m)
Etage courant	5.21	1.5	0.65	6,03	4.36

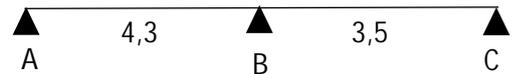
Terrasse inaccessible	6.72	1	0.65	6.87	5,01
-----------------------	------	---	------	------	------

III-3-4) Calcul des sollicitations :

Pour cela on va exposer deux méthodes de calculs (Forfaitaire et Caquot minorée), le reste sera résumé dans un tableau.

A) Méthode forfaitaire :

On va étudier la poutrelle de type O2, en utilisant les charges de la terrasse inaccessible. On doit d'abord s'assurer de l'application de la méthode forfaitaire ,pour cela on doit vérifier ce qui suit :



1. Plancher à surcharge modéré : $Q=1\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/ m}^2$ condition vérifiée
 2. $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,3}{4,5} = 1,22 \in [0,8 ; 1,25]$ condition vérifiée
 3. l=Constante(même corps creux) condition vérifiée
 4. FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries) condition vérifiée
- La méthode forfaitaire est applicable.

- Sollicitations :
 - $q_u = 6,87 \text{ KN/m.l}$
 - $q_s = 5,01 \text{ KN/m.l}$
- Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

Travée AB :

ELU : $M_{OU}^{AB} = 18,176 \text{ KN.M}$

ELS : $M_{OS}^{AB} = 13,27 \text{ KN.M}$

- Calcul des moments aux appuis :

- Appuis de rive :

$M_A = M_C = -0,15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,15 M_0^{AB}$

ELU : $M_A^U = M_C^U = -2,72 \text{ KN.M}$

ELS : $M_A^S = M_C^S = -1,99 \text{ KN.M}$

- Appuis intermédiaires :

$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{AB}$

ELU : $M_B^U = -10,90 \text{ KN.M}$

ELS : $M_B^S = -7,96 \text{ KN.M}$

- Calcul des moments en travée :

Travée AB (rive):

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = 0,13$$

$$M_{T,AB}^1 + \frac{\sqrt{M_A + M_B}}{2} \geq \max(1,05 ; 1+0,3 \alpha) M_0^{AB}$$

$$M_{T,AB}^1 \geq 0,75 M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{T,AB}^2 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0^{AB}$$

Travée BC :

ELU : $M_{OU}^{BC} = 8,79 \text{ KN.M}$

ELS : $M_{OS}^{BC} = 6,42 \text{ KN.M}$

Travée BC (rive):

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = 0,13$$

$$M_{T,BC}^1 + \frac{\sqrt{M_B + M_C}}{2} \geq \max(1,05 ; 1+0,3 \alpha) M_0^{BC}$$

$$M_{T,BC}^1 \geq 0,75 M_0^{BC} \dots\dots\dots(1^*)$$

$$M_{T,BC}^2 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0^{BC}$$

$$M_{T,BC}^2 \geq 0,619 M_0^{BC} \dots\dots\dots(2^*)$$

$$M_{T,BC} = \max((1^*), (2^*)) = 0,75 M_0^{BC}$$

ELU : $M_{T,AB}^U = 5,44 \text{ KN.M}$

ELS : $M_{T,AB}^S = 3,97 \text{ KN.M}$

$$M_{T,AB}^2 \geq 0,619 M_{O}^{AB} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{T,AB} = \max ((1) , (2)) = 0,75 M_{O}^{AB}$$

$$ELU : M_{T,AB}^U = 13,63 \text{ KN.M}$$

$$ELS : M_{T,AB}^S = 9,95 \text{ KN.M}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

Travée AB (rive) :

$$V_A = q \times L_{AB} / 2 = 15,8 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 V_A = -18,17 \text{ KN}$$

B) Méthode Caquot minorée :

On va étudier la poutrelle de type 01, en utilisant les charges de la terrasse inaccessible. On va s'assurer de l'application de la méthode Caquot minorée.

Travée BC (rive) :

$$V_B = 1,15 q \times L_{BC} / 2 = 12,64 \text{ KN}$$

$$V_C = -q \times L_{BC} / 2 = -10,99 \text{ KN}$$

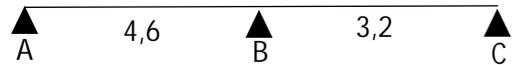


Fig.3.6. Schéma isostatique de la poutrelle 01

1. Plancher à surcharge modéré :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,6}{3,2} = 1,43 \notin [0,8 ; 1,25] \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

3. l=Constante (même corps creux) condition vérifiée

4. FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries) condition vérifiée

➔ On applique la méthode Caquot Minorée en minorant G de 2/3 (G'=2/3 G), pour le calcul des moments aux appuis puis on revient à G initial pour le calcul des moments en travées.

Donc on a : G' = 2/3 G = 4,48 KN/m.l

$$q_U = (1,35G' + 1,5Q) \times L_0 = 4,9 \text{ KN}$$

$$q_S = (G' + Q) \times L_0 = 3,56 \text{ KN}$$

- Calcul du moment isostatique :

$$M_O = \frac{qu \times l^2}{8}$$

ELU

$$M_{O_U}^{AB} = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_U}^{BC} = 6,27 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{O_S}^{AB} = 9,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_S}^{BC} = 4,55 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

▪ Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15 \max(M_O^{AB}, M_O^{BC}) = -0,15 M_O^{AB}$$

$$ELU : M_A^U = M_C^U = -1,944 \text{ KN.M}$$

$$ELS : M_A^S = M_C^S = -1,41 \text{ KN.M}$$

▪ Appuis intermédiaire :

$$M_B = - \frac{q_G \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$$q_d = q_g = q'$$

$$l'_g = l_{AB} = 4,6 \text{ m}$$

$$l'_d = l_{BC} = 3,2 \text{ m}$$

$$ELU : M_B^U = -9,26 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_B^S = -6,72 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

NB : quand on utilise les moments aux appuis pour le calcul des moments en travées, on les prend avec leurs signes moins et on reprend la totalité de la charge G. (c.-à-d. : G= 6,87KN/m.l)

On a : $M_t(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{2}) + M_d \times \frac{x}{l}$
 $M_0(x) = q \frac{x}{2} \times (l-x)$; avec $x = \frac{Li}{2} - \frac{Mg-Md}{q \times Li}$

Travée AB (rive):

ELU : $M_{T,AB}^U = 13,84 \text{ KN.M}$

ELS : $M_{T,AB}^S = 10,10 \text{ KN.M}$

Travée BC (rive):

ELU : $M_{T,BC}^U = 4,77 \text{ KN.M}$

ELS : $M_{T,BC}^S = 3,50 \text{ KN.M}$

- Calcul de l'effort tranchant :

$V_i = \pm \frac{qLi}{2} - \frac{Mg-Md}{Li}$

Travée AB (rive):

$V_A = 13,78 \text{ KN}$

$V_B = -17,81 \text{ KN}$

Travée BC (rive):

$V_B = 13,88 \text{ KN}$

$V_C = -8,09 \text{ KN}$

Résumé des autres Types :

Tab.3.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Etage courant							
Types de Poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant Vu (KN)
	Mtravée (KN.m)	Mappui intermediaire (KN.m)	Mappui rive (KN.m)	Mtravée (KN.m)	Mappui intermediaire (KN.m)	Mappui rive (KN.m)	
1	11,84	-8,85	-1,78	8,58	-6,34	-1,28	-15,8
2	10,69	-8,368	-2,09	7,73	-6,09	-1,52	-14,91
3	10,41	-7,58	-1,78	7,54	-5,43	-1,28	-14,73
4	6,66	////////	-0,99	5,58	////////	-0,83	10,65
5	11,39	-6,97	-2,09	8,24	-5,04	-1,51	12,97
Terrasse inaccessible							
1	13,84	-9,26	-1,94	10,10	-6,72	-1,41	-17,81
2	13,63	-10,9	-2,72	9,95	-7,96	-1,99	-18,17

3	12,02	-8,24	-2,66	8,79	-5,98	-1,41	-16,70
4	8,79	////////	-1.32	6,41	////////	-0,961	10,99
5	12,70	-7,94	-2,38	9,27	-5,8	-1,73	-16,25

On va ferrailer avec les sollicitation max suivantes :

$$M_t = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.int} = -10,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.r} = -2,72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 18,17 \text{ KN}$$

III-3-5) Ferrailage :

On va résumer le ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.6 : Résumé de calcul du ferrailage dans les poutrelles

	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{CAL}(cm^2)$	$A_{MIN}(cm^2)$	Condition de non fragilité
En travée	0,0501	0,0642	0,175	2,27	1,3	Vérifiée
Appuis intermédiaire	0,237	0,343	0,155	2,02	0,21	Vérifiée
Appuis de rive	0,059	0,076	0,174	0,45	0,21	Vérifiée

On va donc opter pour le ferrailage suivant :

En travée :

$$A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

En appuis intermédiaire :

$$A_{a^{int}} = 1HA12 \text{ (Filante)} + 1HA12 \text{ (chapeau)} = 2,26 \text{ cm}^2$$

En appuis de rive :

$$A_{a^{rive}} = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

III-3-6) Vérification a l'ELU :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$FPN \rightarrow \tau_u = \min ((0,2/\gamma) f_{c28} ; 4MPa) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,17 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA}$$

Pas de risque de cisaillement.

$$\bar{C}_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,17 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1 \text{ MPa} < \bar{C}_u$$

Pas de risque de cisaillement.

- Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{tmin} ; h/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (8 ; 20/35 ; 10/10) = 0,571cm$$

Soit $\Phi_t = 6mm$

- Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9 d ; 40cm) = 16,20cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_o \times 0,4} = 57cm \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_o (C_u - 0,3 K \times f_e)} = 0,58m \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit $St = 15cm$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Vérification de la bièle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 a \cdot b_o \cdot f_{c28}$

$a \leq \min (\min (0,9 d ; (la\ largeur\ d'appuis - 4cm))) = 0,162 m$

$V_u = 18,17 KN \leq 108,135 KN$

- Vérification des armatures longitudinales :

Appuis de rive :

$$AL \geq \frac{\delta_s \times V_u}{F_e} = \frac{115 \times 18,17 \times 10^{-3}}{400} = 0,522 cm^2$$

Avec $AL = A_{travée} + A_{appuis} = 2,76 + 0,79 = 3,55 cm^2$

Vérifiée

Appuis intermédiaire :

$$AL \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left(V_u + \frac{C_u}{0,9 d} = \frac{1,15}{400 \times 10^3} \left(18,17 - \frac{9,52}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,167 \times 10^{-4} cm^2 < 0 \right.$$

Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

- Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_o} \leq \tau_u$$

avec : $b_1 = \frac{b-b_o}{2} = 0,25$

$\tau_u = 1,16 MPa$

$$\tau_u < \tau_u = \min \left(\frac{0,2}{\delta} f_{c28} ; 4MPa \right) = 3,33 MPa$$

Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

- Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 d \times \Sigma U_i} < \tau_{su}$$

tel que : τ_{su} = Contrainte limite d'adhérence

ΣU_i = la somme des périmètres des bores

$V_u = 18,17 \text{ KN}$

$\Sigma U_i = \pi (2 + \emptyset 12 + 1\emptyset 10 + 1\emptyset 8) = 131,88 \text{ mm}$

$\tau_{su} = 0,85 \text{ MPa}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\Psi = 1,5$ pour HA

$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 25 = 2,835 \text{ MPa}$

Vérification des contraintes :

En travée :

-Position de l'axe neutre (ρ) :

$H = \frac{b \times h_0^2}{5} - 15 A (d - h_0) = -99,6 \text{ cm}^2$

$H < 0 \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; d'où le calcul d'une section en T .

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

$Y = 0,0123 \text{ m}$

III-3-7) Etat limite de déformation de la flèche :

Pour la vérification de la flèche, on va vérifier la poutrelle la plus défavorable (type 1).

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left(\frac{L}{16} ; \frac{Mt L}{10 Mo} \right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ As \leq \frac{3,6 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $h=20 \text{ cm}$, $l=4.6\text{m}$

$\frac{20}{460} = 0,043 < 1/16$ n'est pas vérifiée.

Le calcul de la flèche est nécessaire. Selon l'article B.6.5, 2 des règlesBAEL91, on a :

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

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

$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$

On résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tab 3.7. Evaluation des flèches

L (m)	As (cm2)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	Y (cm)	I (m4)
4,6	2,76	6,61	8,94	11,53	4,34	$9,36 \times 10^{-5}$
σ_j (Mpa)	σ_g (Mpa)	σ_p (Mpa)	I0 (m4)	I fji (m4)	I fgi (m4)	I fpi (m4)
144,738596	195,686581	252,424111	0,00018736	$7,3028 \times 10^{-5}$	$6,8123 \times 10^{-5}$	$6,5084 \times 10^{-5}$
I fgv (m4)	fji (mm)	fgi (mm)	fpi (mm)	fgv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)

0,00011386	5,90322457	8,55581115	11,5518905	15,3575045	12,45	9,2
------------	------------	------------	------------	------------	-------	-----

✓ Remarque :

La flèche n'est pas vérifiée car $\Delta f = 12,45 \text{ mm} > f_{adm} = 9,2 \text{ mm}$

✓ Conclusion :

- Augmenter la section d'acier.

On va opter à nouveau pour un ferrailage (en travée) de : $A_t = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

✓ Vérification de la flèche pour $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$:

On trouve : $\Delta f = 8,87 \text{ mm} < f_{adm} = 9,2 \text{ mm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée

Récapitulatif du ferrailage :

En travée :

$A_t = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

En appuis intermédiaire :

$A_a^{int} = 1HA12 \text{ (Filante)} + 1HA12 \text{ (chapeau)} = 2,26 \text{ cm}^2$

En appuis de rive :

$A_a^{rive} = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage des poutrelles et la dalle de compression :

type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Étage courant			

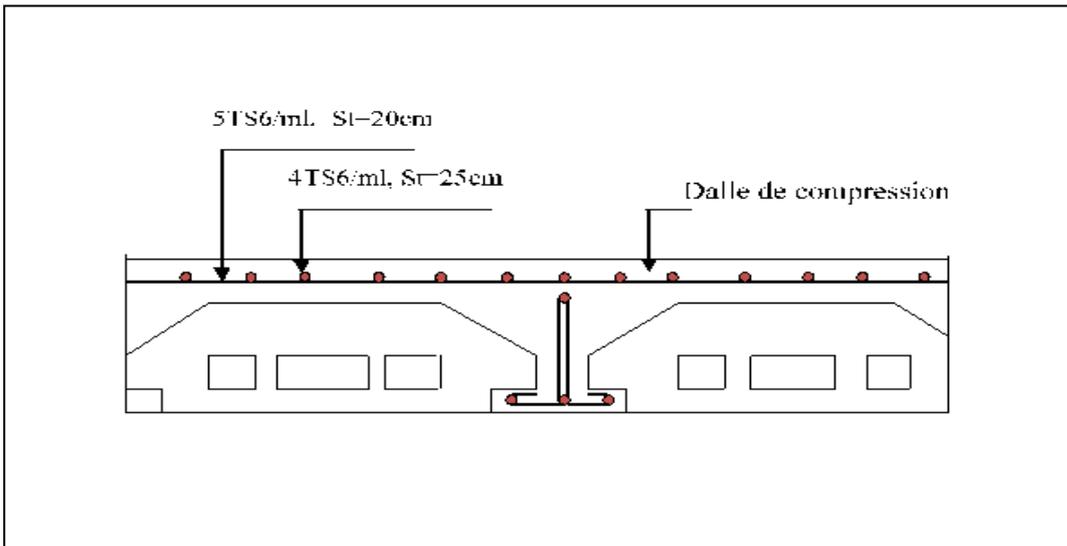


Fig.3.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles

III-4) Etude des dalles pleines :

Dans notre projet on a 3 types de dalles pleines :

- Balcons (3 appuis)
- Cage d'ascenseur (4 appuis)
- Panneau entourant la cage d'ascenseur (4 appuis)

III-4-1) Dalle sur 4 appuis (panneau entourant la cage d'ascenseur) :

L_x = c'est la plus petite dimension du panneau.

$$L_x = 4,55 - 0,3 = 4,25 \text{ m}$$

L_y = c'est la plus grande dimension du panneau.

$$L_y = 4,6 - 0,3 = 4,3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,25}{4,3} = 0,98 > 0,4$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.

III-4-1-1) Calcul à l'ELU :

$$G = 4,58 \text{ KN/m}$$

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

$$P_u = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5 = 11,43 \text{ KN/m.l}$$

Calcul de M_0^x et M_0^y :

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre .

$$M_0^x = \mu_x \times (P_u \times L_x^2)$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Avec μ_x et μ_y données dans l'annexe (I) , par : $\mu_x = 0,0384$, $\mu_y = 0,9545$

Donc on aura : $M_0^x = 7,92 \text{ KN.m}$

$$M_0^y = 7,56 \text{ KN.m}$$

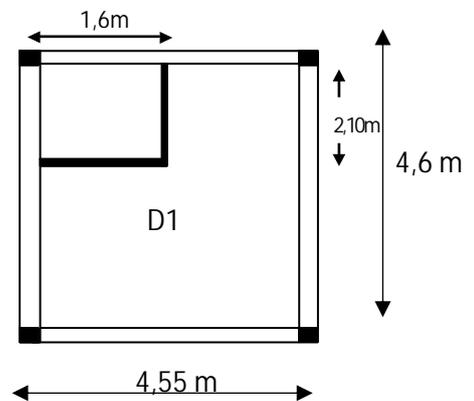


Fig.3.8 : Schéma statique de la dalle 1

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :
 $M_{tx} = 0,75 \times M_0^x = 5,94 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 0,75 \times M_0^y = 5,67 \text{ KN.m}$

En appuis :
 $M_{ay} = M_{ax} = -0,5 \times M_0^x = -3,96 \text{ KN.m}$

III-4-1-2) Calcul du ferrailage :

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab 3.8. Résumé calcul d'armatures dans la dalle D1

En travée							
	μ	α	z(m)	Acal(cm ² /ml)	Amin(cm ²)	Aopt(cm ² /ml)	St(cm)
sens x	0,041	0,052	0,097	1,76	0,969	4HA8 = 2.01	25
sens y	0,04	0,051	0,097 6	1,67	0,96	4HA8 = 2.01	25
En appuis							
Sens x =Sens y	0,027	0,034	0,098	1,15	0,969	4HA8 = 2.01	25

Vérification des armatures secondaires :

$A_t^y \geq A_t^y/4$ vérifiée

Vérification de V_u :

L'effort tranchant max est dans le sens x :

$$V_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12,42 \text{ KN}$$

$$\tau^{\max} = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0,124 \text{ MPA} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

Pas d'armatures transversales dans la dalle.

III-4-1-3) Vérification à L'ELS :

$q_s = 8,08 \text{ KN /ml}$

→ Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) ⇒ on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton. Le tableau 3.10 illustre la vérification des contraintes.

Tab.3.9 – Vérification des contraintes.

En travée						
	Moment(KN.m)	y(m)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
sens x	4,2	0,02172	2189,07	4,16	15	Pas risque de fissuration
sens y	4,01	0,02172	2189,07	3,97	15	"
En appuis						
sens x = sens y	2,8	0,02172	2189,07	2,77	15	"

III-4-1-4) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Sens x :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{425} = 0,028 < \max \left(\frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0375 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{As}{b.d} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Lx = 4,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche pour le sens x.

Le résumé des calculs dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.10 – Vérification des flèches selon x de la dalle D1

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)
4,25	2,01	0,67	1,03	1,82	2,1	$2,189 \times 10^{-5}$
σ_j (Mpa)	σ_g (Mpa)	σ_p (Mpa)	I _o (cm ⁴)	I _{fj} (cm ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)
363,3	554,63	978,47	15476,73	4583,35	3043,55	2243,7
I _{fgv} (m ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4190,72	0,82	1,9	4,55	4,1	5,93	8,5

Sens Y :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{430} = 0,0279 < \max \left(\frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0375 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{As}{b.d} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Lx = 4,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche pour le sens x.

Le résumé des calculs dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.11 – Vérification des flèches selon y de la dalle D1

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)
4,3	2,01	0,67	1,03	1,82	2,1	$2,189 \times 10^{-5}$
σ_j (Mpa)	σ_g (Mpa)	σ_p (Mpa)	l ₀ (cm ⁴)	l _{fj} (cm ⁴)	l _{fgi} (m ⁴)	l _{fpi} (m ⁴)
363,3	554,63	978,47	15476,73	4583,35	3043,55	2243,7
l _{fgv} (m ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4190,72	0,82	1,9	4,55	4,1	5,93	8,6

Schema de ferrailage :

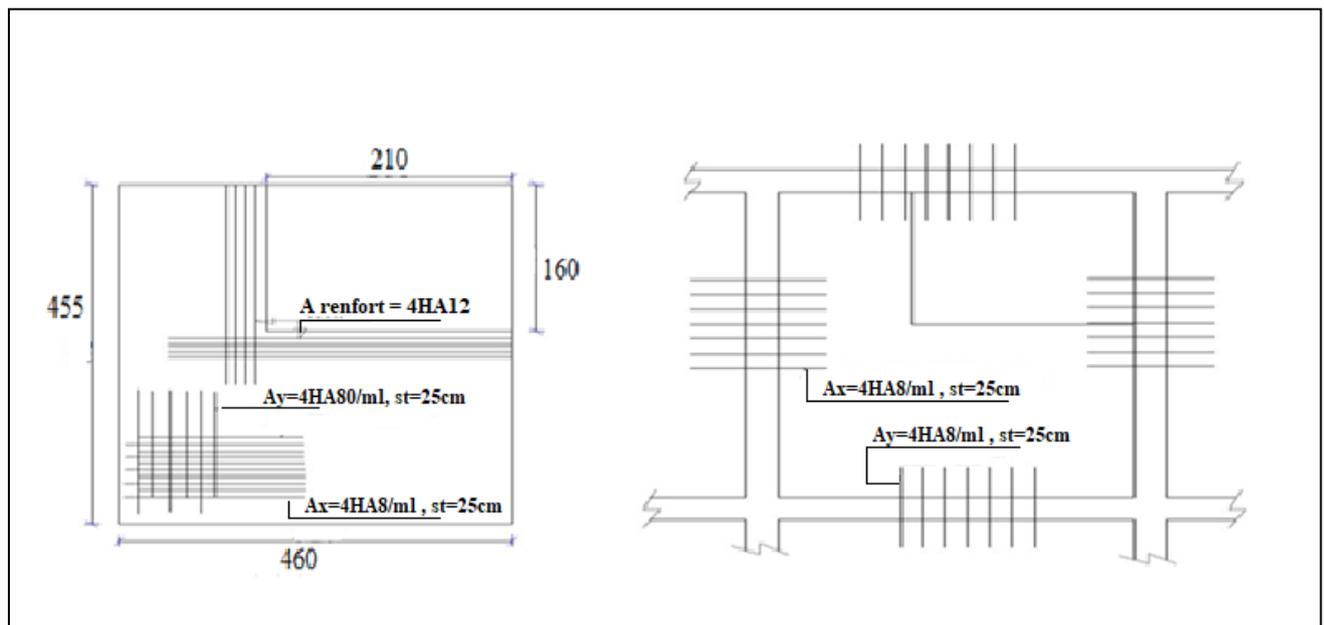


Fig.3.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III-4-2) Balcons :

On a deux types de balcons :

- Travaillant comme une console (un seul sens).
- Travaillant dans les deux sens.

a) Travaillant comme une console :

G = 4,58 KN/m

Q = 3,5 KN/m

L_x : partie en console → L_x = 1,3 m

L_y : partie à laquelle la dalle s'appuie → L_y = 3,2 m

$\rho = \frac{1,3}{3,2} = 0,4 \geq 0,4$

→ la dalle travaille dans un seul sens , et elle est sur 3 appuis.

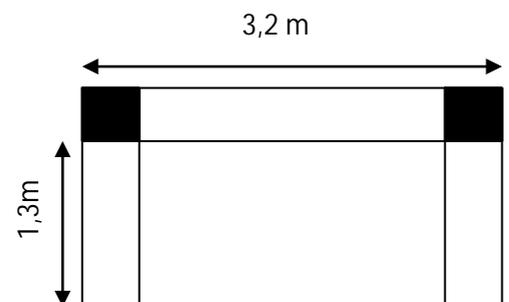


Fig3.10. Schéma du balcon travaillant comme une console

a.1) Calcul à l'ÉLU :

$$q_u = 1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 3.5 = 11.433 \text{ KN/m}$$

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

P=1KN qui est le poids du garde-corps.

$$M = (q \times l^2) / 2 + (P_u \times l) = -11.415 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = (q \times l) + p = 16.212 \text{ KN}$$

Le tableau 3.12 illustre le calcul des aciers et ceux adoptés.

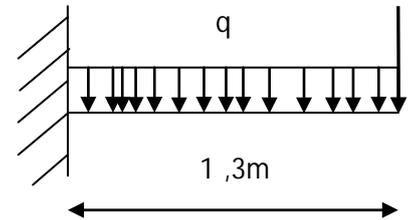


Fig3.11. Schéma isostatique du balcon travaillant comme une console

TAB.3.12. Calcul du ferrailage du balcon travaillant comme une console

Sens principal					
μ	α	z(m)	A calculé (cm ² /ml)	Aopt(cm ² /ml)	St(cm)
0.125	0.168	0.0794	4.12	4HA12=4.52	25
Sens secondaire					
A calculé (cm ²)			Aopt(cm ² /ml)		St(cm)
1.37			4HA8=2.01		25

a.2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,202 \text{ MPA} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a.3) Vérification à l'ELS :

$$q_s = 8.08 \text{ KN/ml} ; P_s = 1 \text{ KN/ml}$$

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}). Le tableau 3.13 résume la vérification des contraintes.

TAB.3.13 – Calcul des contraintes

Moment (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc_adm} (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	σ_{st_adm} (MPa)	Obs
					Pas de fissuration du béton			Vérifié
8,1276	0.0757	1.44x10 ⁻⁴	4.272	15		20,57	201,63	

a.4) Vérification de la flèche :

Le tableau ci-dessous résume le résultat du calcul des différentes flèches :

TAB.3.14 – Evaluation des flèches dans le sens X.

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
-------	-----------------------	--------------	--------------	--------------	----------------------	-----------------------

1,3	4,52	2,535	3,87	6,827	3335,7	15010
Y (cm)	Ifji (cm4)	Ifgi (cm4)	Ifpi (cm4)	Ifgv (cm4)	Δf (cm)	fadm (cm)
2,88	16511	10607	6435,8	13504	0,182	0,52

b) Travaillant dans les deux sens :

$$Lx = 1,3 \text{ m}$$

$$Ly = 2,9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1,3}{2,9} = 0,44 > 0,4$$

→ la dalle travaille dans les deux sens ,
et elle est sur 3 appuis.

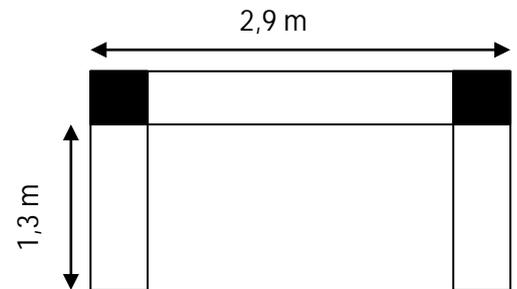


Fig3.12. Schéma du balcon travaillant dans les deux sens.

b.1) Calcul a l'ELU :

$$qu = 1.35 \cdot 4.58 + 1.5 \cdot 3.5 = 11.433 \text{ KN/m}$$

$$Pu = 1.35 \cdot P = 1.35 \text{ KN}$$

On a : $Lx < Ly/2$ → cela veut dire que la charge concentrée sera ignorée et le calcul se fera comme suit :

Calcul de M_0^x et M_0^y :

$$M_0^x = \frac{qu \cdot Lx^2 \cdot Ly}{2} - \frac{2 \cdot qu \cdot Lx^3}{3} = 11,27 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{qu \cdot Lx^3}{6} = 4,18 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$Mtx = 0,85 \times M_0^x = 9,58 \text{ KN.m}$$

$$Mty = 0,85 \times M_0^y = 3,55 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$May = Max = - 0,5 \times M_0^x = -5,63 \text{ KN.m}$$

b.2) Ferrailage :

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab 3.15 Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.

En travée							
	μ	α	z(m)	Acal(cm2/ml)	Amin(cm2)	Aopt(cm2/ml)	St(cm)
sens x	0,067 4	0,087 2	0,096 5	2,85	1,22	6HA8 = 3,02	25
sens y	0,025	0,031	0,098	1,04	0,96	4HA8 = 2.01	25
En appuis							
Sens x =Sens y	0,04	0,051	0,097	1,66	1,22	4HA8 = 2.01	25

b.3) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q \cdot lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 7,14 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0,0714 < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

pas d'armatures transversales dans la dalle.

b.4) Vérification à l'ELS :

$$q_s = 8,08 \text{ KN/ml} \quad ; \quad M_0^x = 7,96 \text{ KN.m}$$

$$p_s = 1 \text{ KN/ml} \quad ; \quad M_0^y = 2,95 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier et leurs vérifications dans les deux sens (x et y).

TAB.3.16– calcul et vérification des contraintes à l'ELS

En travée						
	Moment(KN.m)	y(m)	I(cm4)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
sens x	6,766	0,026	3066,5	5,73	15	Pas risque de fissuration
sens y	2,5	0,021	2190,36	2,39	15	"
En appuis						
sens x = sens y	-3,98	0,021	2190,36	3,81	15	"

b.4) Vérification de la flèche :

Sens-x :

On doit vérifier ce qui suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{130} = 0,092 > \max \left(\frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0425 \dots \dots \dots OK \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00302 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots OK \\ L_x = 1,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots OK \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire.

Sens-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{290} = 0,0413 > \max \left(\frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0425 \dots \dots \dots \textit{non verifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00302 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots OK \\ L_x = 1,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots OK \end{array} \right.$$

On doit donc vérifier la flèche, le tableau ci-dessous illustre le calcul des flèches :

Tab.3.17 – calcul et vérification des flèches.

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
2,9	2,01	3,15	4,81	8,49	$2,189 \times 10^{-5}$	15476,73
Y (cm)	Ifji (cm ⁴)	Ifgi (cm ⁴)	Ifpi (cm ⁴)	Ifgv (cm ⁴)	Δf (cm)	fadm (cm)
2,1	17024,4	7556,99	3577,75	9276,6	0,26	0,58

b.5) Schéma de ferrailage :

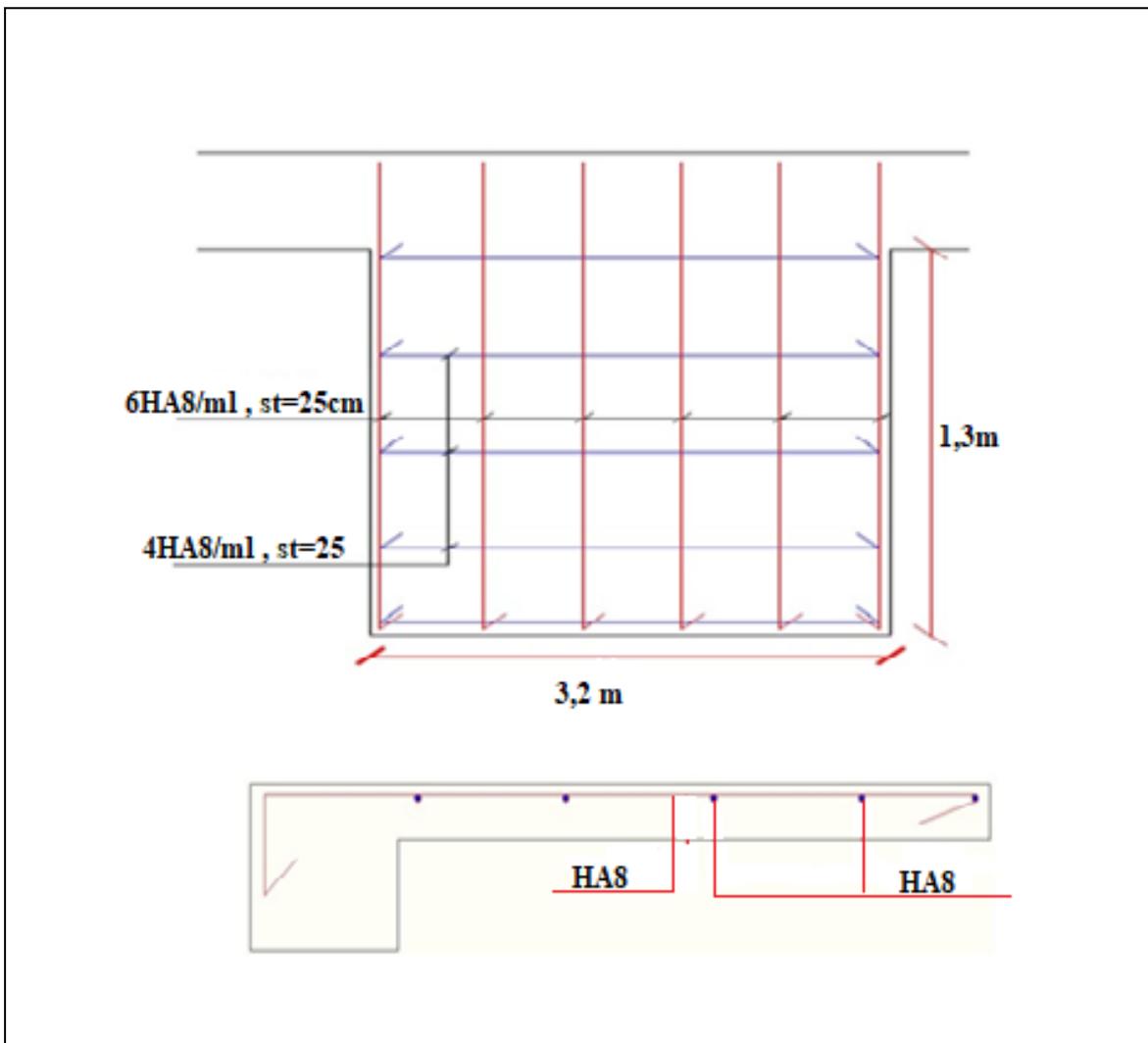


Fig.3.13 : Schéma de ferrailage du balcon travaillant comme une console.

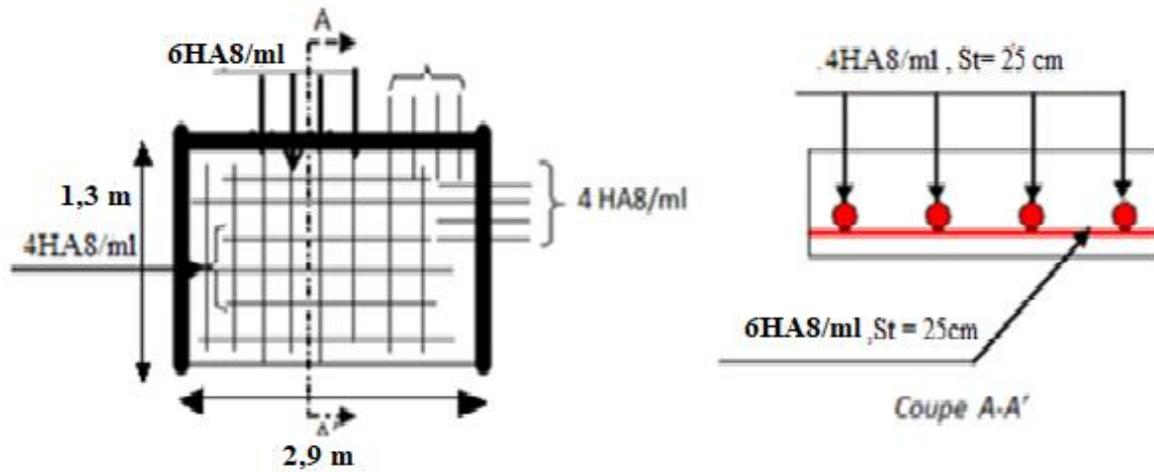


Fig.3.14 : Schéma de ferrailage du balcon travaillant dans les deux sens.

III-6) Etude des escaliers :

Pour notre projet on a un seul type d'escalier et qui est le même pour l'étage courant et RDC, il se compose d'une volée et d'un palier de repos.

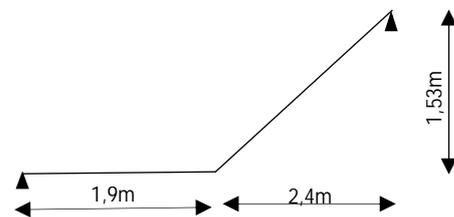


Fig.3.15. schéma isostatique de l'escalier

III-6-1) Calcul des sollicitations :

- A L'ELU :

On a : $G_v = 8,431 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6,1 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{escalier}} = 3,5 \text{ KN/m}^2$

✓ $q_v = 1,35 \times G_v + 1,5 Q_{\text{escalier}} = 15,131 \text{ KN/ml}$

✓ $q_p = 1,35 \times G_p + 1,5 Q_{\text{escalier}} = 11,98 \text{ KN/ml}$

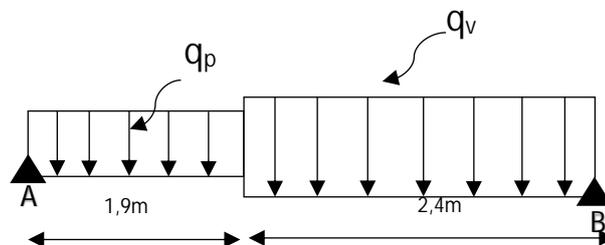


Fig3.16. Sollicitations sur l'escalier

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 27,87 \text{ KN}$

$R_B = 31,2 \text{ KN}$

$$M^{\max} = 31,95 \text{ KN.m}$$

En vu de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on obtiendra :

$$M_T = 0,75 M^{\max} = 23,96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = - 0,5 M^{\max} = - 15,97 \text{ KN.m}$$

III-6-2) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une section (e*b) , avec :

$$d = 16 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; e = 18 \text{ cm} ; d' = 02 \text{ cm}$$

On va résumer le calcul dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.18 – calcul des armatures dans l'escalier.

	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{MIN}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopté}$	Condition de non fragilité
En travée	0,066	0,085	0,154	4,47	1,93	5HA12 =5,65 cm ²	Vérifiée
En Appuis	0,044	0,056	0,156	2,94	1,93	5HA10 = 3,93 cm ²	Vérifiée

Selon l'article E.8.2.41 du BAEL 91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales a A/4.

Donc :

En travée :

$$A_{\text{répartition}} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 ; St = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

$$A_{\text{répartition}} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 ; St = 25 \text{ cm}$$

III-6-3) Vérification a l'ELU :

➤ Vérification de V_u : $V_u = 31,2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,195 \text{ MPA} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

➤ Espacement des barres :

- Armatures longitudinales : $St \leq \min (3 \cdot h , 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures transversales : $St \leq \min (4 \cdot h , 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

⇒ Soit : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit vérifier :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III-6-4) Vérification a l'ELS :

$$q_v^s = 10,93 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^s = 8,6 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$R_A = 20,05 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,52 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 23,04 \text{ KN.m}$$

En vu de l'encastrement partiel de la voie sur les appuis, on obtiendra :

$$M_T = 0,75 M^{\max} = 17,28 \text{ KN.m}$$

$$M_A = - 0,5 M^{\max} = - 11,52 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous illustre la vérification des contraintes dans le béton vu que la F.P.N

Tab.3.19 – vérification des contraintes dans le béton dans l'escalier.

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ(MPa)	σadm(MPa)	Observation
En travée	4,26	12352,66	5,95	15	Vérifiée
En appuis	3,65	9214,99	4,56	15	Vérifié

III-6-5) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{18}{240} = 0,075 > \max \left(\frac{Mt}{20M0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0375 \dots\dots\dots OK \\ \frac{As}{b.d} = 0,00353 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \dots\dots OK \\ Lx = 2,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots OK \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-6-6) Schéma de ferrailage :

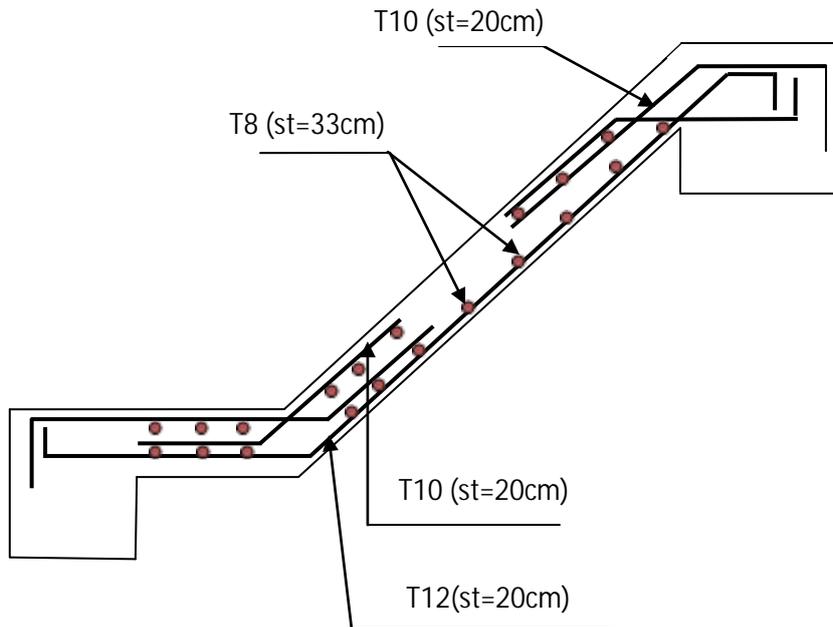


Fig .3.17. : Schémas du ferrailage de l'escalier

III-7) Etude de la poutre palière :

III-7-1) Définition :

La poutre palière c'est une poutre de section rectangulaire de dimensions (b*h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre
- Réaction du palier et de la volée
- Poids du mur

III-7-2) Pré-dimensionnement :

On a :
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

- hp : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : longueur de la poutre.

$L = 290 \text{ cm} \Rightarrow 19,33 \leq h \leq 29 \text{ cm}$

A cause de l'effet sismique on prend : $h = 40 \text{ cm}$.

$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $b = 30 \text{ cm}$

On adopte donc une section de (30*40).

➤ Vérification RPA :

D'après l'article 7.5.1 (RPA 2003) :

$b \geq 20 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

- $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h/b \leq 4 \quad \rightarrow \quad h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

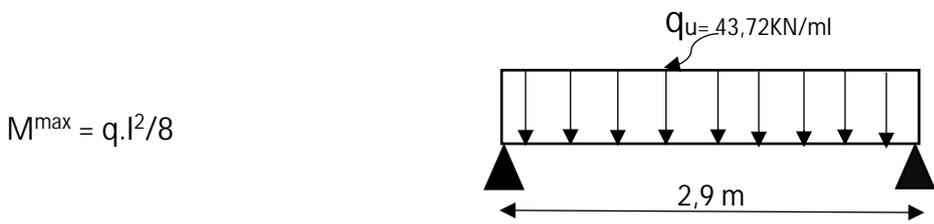
III-7-3) Evaluation des charges :

- Le poids propre : $0,30 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml.}$
 - Le poids propre du mur : $1,53 \times 2,81 = 4,30 \text{ KN/ml}$
- Donc : $G = 7,30 \text{ KN/ml}$

Réaction d'appuis venant de l'escalier : ELU : $R_b = 31,2 \text{ KN/ml.}$
 ELS: $R_b = 22,52 \text{ KN/ml.}$

Calcul des sollicitations :

$q_u = 1,35 \times G + R_a = (1,35 \times 7,30) + 31,2 = 41,05 \text{ KN/ml}$
 $q_{ser} = G + R_a = 7,30 + 22,52 = 29,82 \text{ KN/ml}$



$M^{\max} = q \cdot l^2 / 8$

Fig.3.18. Sollicitation sur la poutre palière.

<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
$M^{\max} = 43,15 \text{ KN.m}$	$M^{\max} = 31,34 \text{ KN.m}$
➤ En travée : $M_{tu} = 0,85 \times M^{\max} = 36,67 \text{ KN.m}$	➤ En travée : $M_{tu} = 0,85 \times M^{\max} = 26,64 \text{ KN.m}$
➤ En appuis : $M_{Au} = -0,5 \times M^{\max} = -21,57 \text{ KN.m}$	➤ En appuis : $M_{Au} = -0,5 \times M^{\max} = -15,67 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$V_u = q_u \times l / 2 = 59,52 \text{ KN}$

Moment de torsion :

$M^{\text{tor}} = M_a^{\text{escalier}} \times l / 2 = -15,97 \times \frac{2,9}{2} = -23,15 \text{ KN.m}$

Avec : M_a^{escalier} : moment en appuis obtenu lors du calcul de l'escalier.

I-7-4) Ferrailage :

- Calcul a la flexion simple :

Le ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$), le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.20 – Calcul du ferrailage de la poutre palière a la flexion simple

	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{MIN} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Adopté}$	Condition de non fragilité
En travée	0,108	0,143	0,263	3,97	1,45	4HA12 =4,52 cm ²	Vérifiée

En Appuis	0,064	0,083	0,27	2,29	1,45	4HA8 = 2,01 cm ²	Vérifiée
-----------	-------	-------	------	------	------	--------------------------------	----------

- Contrainte de cisaillement a la flexion simple :

$$\tau_u^f = \frac{Vu}{b.d} = 0,7 \text{ MPA}$$

- Les armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tr} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \implies A_{tr} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ A_{tr} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3ft28)}{0,9 \times f_e} \implies A_{tr} = 0,085 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On prend : $A_{tr}^f = 0,45 \text{ cm}^2$

- Calcul a la torsion :

On a : $M^{tor} = -23,15 \text{ KN.m}$

D'après le BAEL 91 dans le cas de la torsion, la section ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$), car le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h) = 30 \text{ cm}$ qui est le diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = 30/6 = 5 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (b-e) \times (h-e) = 875 \text{ cm}^2$$

$U = 2 \times (b+h) = 140 \text{ cm}$ qui est le périmètre de la section de la poutre palière.

- Armatures longitudinales :

$$A_{l}^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23,15 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 5,32 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\text{On prend } st = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23,15 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0875 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement a la torsion :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 2,64 \text{ MPA}$$

III-7-5) Vérification et ferrailage total (F.S et torsion) :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit verifier $\tau^{total} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$

$$\tau^{total} = \sqrt{(\tau^{tor})^2 + (\tau_u)^2} = \sqrt{(2,64)^2 + (0,7)^2} = 2,73 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{ MPA}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- Ferrailage total :

➤ En travée : $A_t = A_t^f + (A_t^{tor}/2) = 3,97 + (5,32/2) = 6,63 \text{ cm}^2$

On opte donc pour : $A_t = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

➤ En appuis : $A_a = A_a^f + (A_t^{tor}/2) = 2,29 + (5,32/2) = 4,95 \text{ cm}^2$

On opte donc pour : $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

$$A_{trans} = A_{trans}^{f.s} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,57 = 1,02 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2,01 cm²

- ❖ A L'ELS :
 - Vérification des contraintes dans le béton :
Le calcul sera résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.21 – Calcul et vérification des contraintes dans le béton (poutre palière).

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ(MPa)	σadm(MPa)	Observation
En travée	13,43	96126	3,72	15	Vérifiée
En appuis	12,47	83623	2,33	15	Vérifié

III-7-6) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{40}{290} = 0,137 > \max \left(\frac{Mt}{10M_0} ; \frac{1}{16} \right) = 0,085 \dots\dots\dots OK \\ \frac{As}{b.d} = 0,008 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,0105 \dots\dots OK \\ Lx = 2,9 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots OK \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-7-7) Schéma de ferrailage :

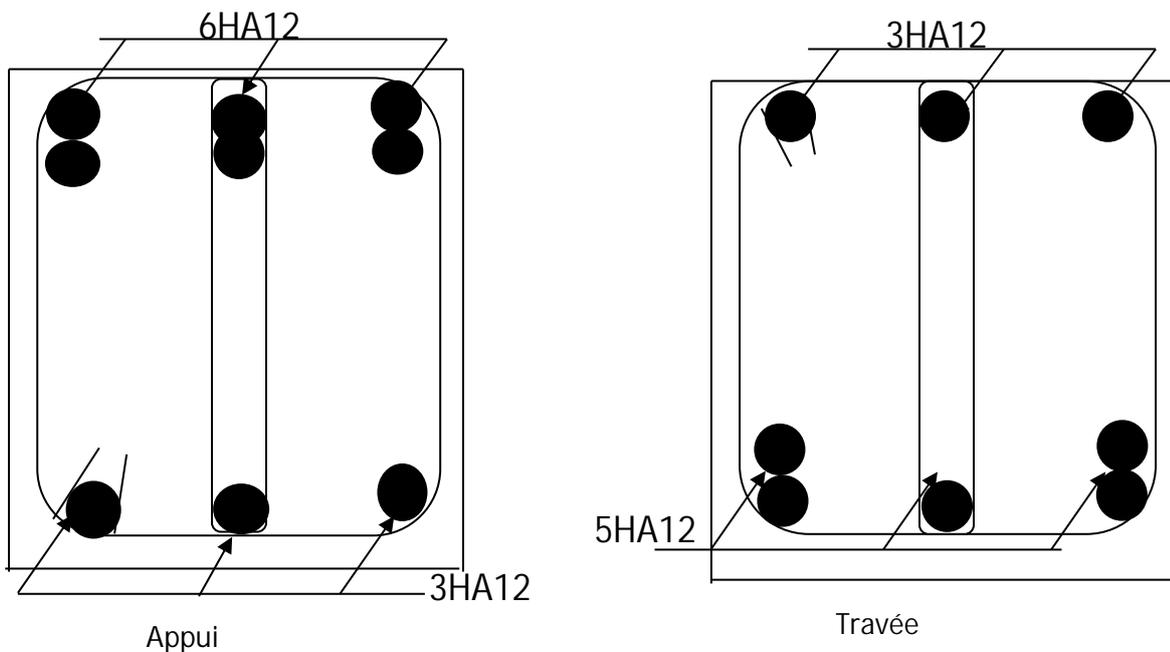


Fig.3.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III-8) Etude de l'ascenseur :

- o Avec : a0 et U sont les dimensions parallèles à Lx.
- o b0 et V sont les dimensions parallèles à Ly.
- o a0*b0 =80*80 est la surface du chargement.
- o h0 est l'épaisseur de la dalle pleine.
- o h1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.
 $\xi=0.75$; $h1 =5$ cm

on aura :

$$U = 80 + 15 + (2 \cdot 0.75 \cdot 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \cdot 0.75 \cdot 5) = 102.5 \text{ cm}$$

III-8-1-1) Etude à l'ELU :

- Calcul des sollicitations :

❖ Sous charge concentrée (due au système de levage) :

D'après le BAEL on trouve :

/Calcul de M_x :

$$M_x = P_u \times (M_1 + u \times M_2)$$

M_1 en fonction de $\frac{u}{L_x}$

On trouve :

$$\frac{u}{L_x} = 0,5$$

A partir de l'abaque de pigeau
, on trouve :

$$M_1 = 0,1$$

u : coefficient de poisson
 $u = 0 \rightarrow$ ELU

$$M_{x1} = P_u \times M_1$$

$$P_u = 1,35 \text{ g} = 1,35 \times 60 = 85,05 \text{ KN}$$

On aura donc :

$$M_{x1} = 8,5 \text{ KN.m}$$

/Calcul de M_y :

$$M_y = P_u \times (M_2 + u \times M_1)$$

M_1 en fonction de $\frac{v}{L_x}$

On trouve :

$$\frac{v}{L_x} = 0,5$$

A partir de l'abaque de pigeau
, on trouve :

$$M_2 = 0,08$$

u : coefficient de poisson
 $u = 0 \rightarrow$ ELU

$$M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$P_u = 1,35 \text{ g} = 1,35 \times 60 = 85,05 \text{ KN}$$

On aura donc :

$$M_{y1} = 6,8 \text{ KN.m}$$

❖ Evaluation des moments due au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,9 \implies \mu_x = 0,0456 \quad ; \quad \mu_y = 0,7834$$

$$G = (25 \cdot 0.12) + (22 \cdot 0.05) = 4.1 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ kN/m}^2$ (Car la dalle se trouve sur la terrasse inaccessible)

$$P_u = 1.35 \cdot (4.1) + 1.5 \cdot (1) = 7.03 \text{ kN/m}$$

$$M_{x2} = 0,0456 \times 7,03 \times 2^2 = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 \times 1,28 = 1 \text{ KN.m}$$

⇒ Superposition des moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,8 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 7,33 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 5,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -4,89 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section ($e \cdot h$), on résume les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.22 – Calcul des armatures dans la dalle.

En travée							
	μ	α	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	$St(cm)$
sens x	0,051 6	0,066 2	0,097	2,17	1,26	4HA10 = 3,16	25
sens y	0,041	0,052	0,098	1,71	1,2	4HA8 = 2.01	25
En appuis							
Sens x =Sens y	0,034 4	0,043 7	0,098	1,43	1,26	4HA8 = 2.01	25

❖ Vérification à l'ELU :

✓ Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

h : Epaisseur de la dalle pleine en béton armé.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \cdot (102,5+102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85,05 \text{ KN}$$

On aura donc :

$$10^3 \cdot 0,045 \cdot 4,10 \cdot 0,12 \cdot 25 / 1,5 = 369 \text{ KN} > 85,05 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{ c'est vérifié.}$$

Il n'y a pas risque de poinçonnement.

✓ Vérification de V_u :

$$0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$U = V = 102,5 \text{ cm} = 1,025 \text{ m}$$

$$T_{\max} = \frac{Qu}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,025} = 27,65 \text{ KN (effort tranchant due a la charge concentree)}$$

$$V = \frac{Pu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 4,17 \text{ KN (due aux charges reparties)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T+V}{b \times d} = 0,318 \text{ MPA} < 1,17 \text{ MPA}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Etude à l'ELS :

$$Q_s = g = 63 \text{ KN}$$

➤ Calcul de M_{x1} et M_{y1} due système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + u \times M_2) = 7,308 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + u \times M_1) = 6,3 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de M_{x2} et M_{y2} due aux poids propre et à la surcharge :

$$P_s = G + Q = 5,1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = P_s \times lx^2 \times \mu_x = 0,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,728 \text{ KN.m}$$

☉ Superposition des moments :

$$M_{x1} = 8,238 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 7,028 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 6,178 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 5,271 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -4,12 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

Le calcul et la vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.23. – Calcul et vérification des contraintes dans la dalle.

y (m)	I (m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc_adm} (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	σ_{st_adm} (MPa)	Obs
0,025	$2,45 \times 10^{-5}$	6,25	15	Pas de fissuration du béton	287,09	201,63	Non vérifiée

La contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée.

➤ Solution :

On doit recalculer les armatures a L'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{d \times \sigma_s} \times \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} \text{ avec } 0 < \alpha < 1$$

$$\alpha = \sqrt{(90\beta) \times \frac{1 - \alpha_0}{3 - \alpha_0}}$$

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,27$$

$$A_s = 3,36 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : 4HA12 = 4,52 cm²/ ml

❖ Vérification de la flèche :

D'après le B A E L 91 et CBA 93 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{e}{lx} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \cdot Mo}\right) \\ As \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{fe} \end{cases}$$

On a : $\frac{12}{200} = 0,06$ et $\max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \cdot Mo}\right) = 0,0375$
 0,06 > 0,0375condition vérifiée.

$As \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{fe} \rightarrow 3,16 \leq 6$ condition vérifiée.

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.9 Eude des poutres de chainages :

III.9.1 Définition : D'après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

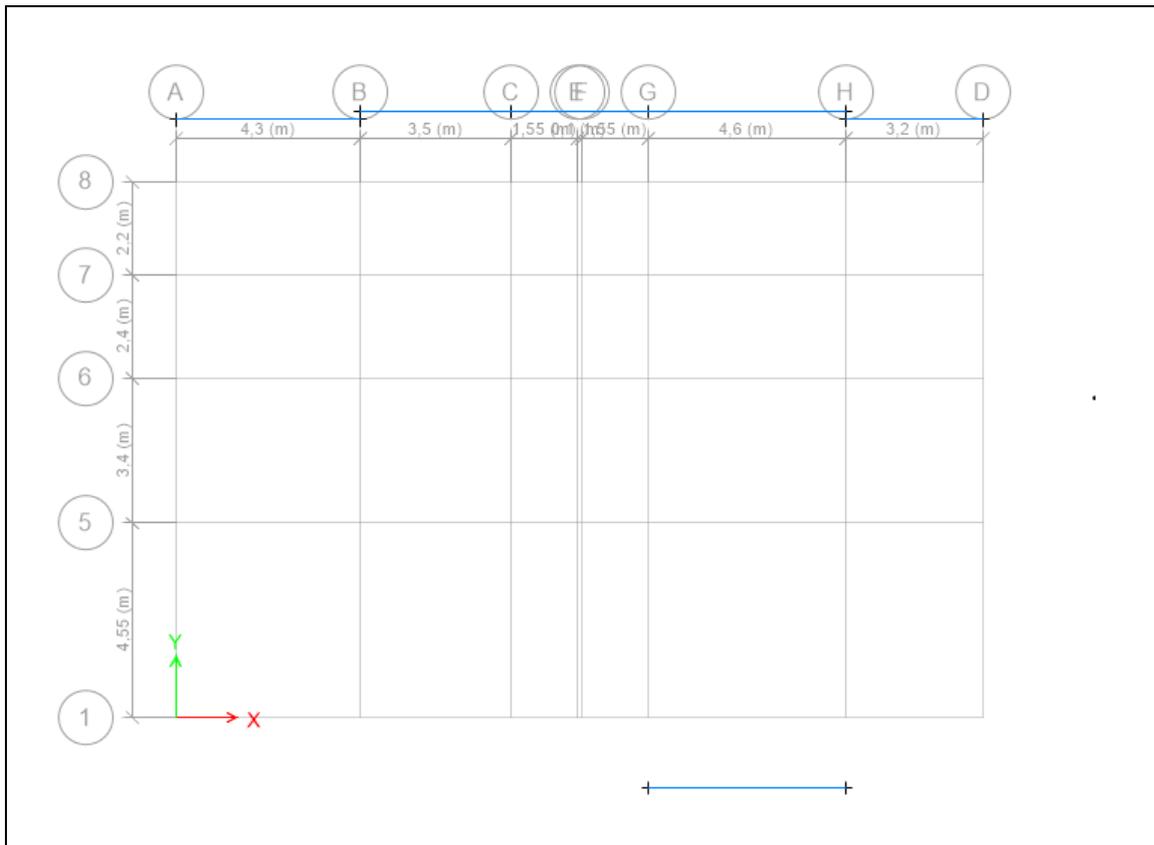


Fig.3.22. Disposition des poutres de chainage

III.9.2 Dimensionnement :

$$L_{max} = 460 - 30 = 430cm$$

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

$$\Rightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III.9.3. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

- Poids des murs : $P_m = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7,75 \text{ KN/m}$.
- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times G + 1,5 Q = 22,78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 16,71 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 52,65 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = \mathbf{44,75 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = \mathbf{-22,37 \text{ KN.m}} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \mathbf{48,977 \text{ KN}}$$

➤ Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 38,62 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = \mathbf{32,82 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = \mathbf{-16,41 \text{ KN.m}}$$

Ferraillage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte $d=28 \text{ cm}$.

Tab.3.24 : Ferraillage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	44,75	0,134	0,18	0,26	4,95	1,2	3HA12+2HA10=4,96
En appuis	22,37	0,067	0,087	0,27	2,37	1,2	3HA12=3,39

➤ Vérifications à ELU :

✓ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{48,9 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,58 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul des armatures transversales :

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$.

✓ L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7 \text{cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{cm.}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm.}$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$.

on prend $S_t = 15 \text{cm}$.

➤ Vérification à l'ELS

Tab.3.25. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	32,82	9,56	34036	9,22	15
En appuis	16,41	8,2	25449	5,28	15

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{35}{460} = 0,069 < 0,085 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,96}{30 \times 33} = 0,005 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. L = 4,3m < 8m la condition est vérifiée.

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats obtenus après les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.3.26. Résultats de flèche de la poutre de chaînage

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	6,54	Mj	16,68	σ_{stj}	114,09	fji	1,52
g	9,78	Mg	24,949	σ_{stg}	170,61	fgi	3,25
						fgv	6,33
p	16,66	Mp	42,5	σ_{stp}	290,63	fpi	7,49

$f_x = 9,06 \text{ mm} < f_{x \text{ adm}} = 9,8 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

➤ Le schéma de ferrailage :

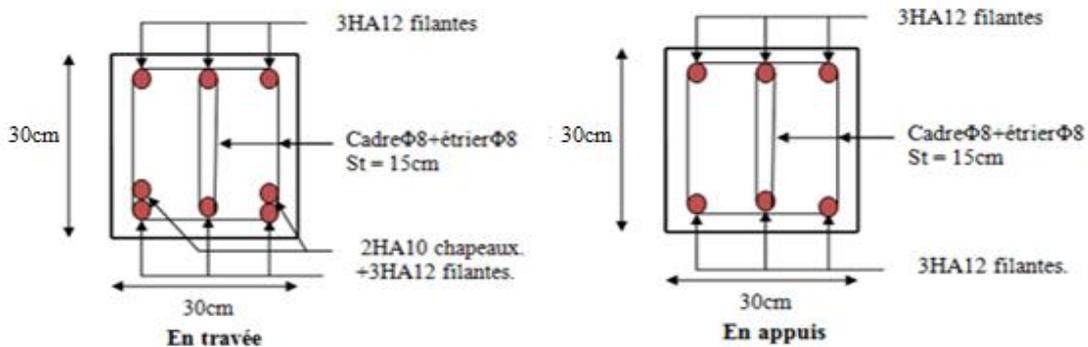


Fig.3.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le ETABS2016 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algérienne (RPA99/Version2003) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure est régulière en élévation ainsi les conditions complémentaires de RPA99/Version 2003 art(4.1.2) $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalent n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10 + 7) / 2) = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site meuble (S3) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 27,58m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (27,58)^{\frac{3}{4}} = 0.601s.....(I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=19,10m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 14,35m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 27,58}{\sqrt{19,10}} = 0,567s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum : $T_x=0,567s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 27,58}{\sqrt{14.35}} = 0,655s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum : $T_y=0,601s$

$$T_2 = 0.5s \leq T_s \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.567}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 2,02$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_y \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.601}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.94$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.601 = 0.781s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.655 = 0.8515s \end{cases}$$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad \text{avec : } p_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tab4.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0	Oui	0
2) Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1$
 $Q_y = 1$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = \{0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation.Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel ETABS2016 on a trouvé : $W_{tot} = 20670,6702 \text{ KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1252,64 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1203,03 \text{ KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

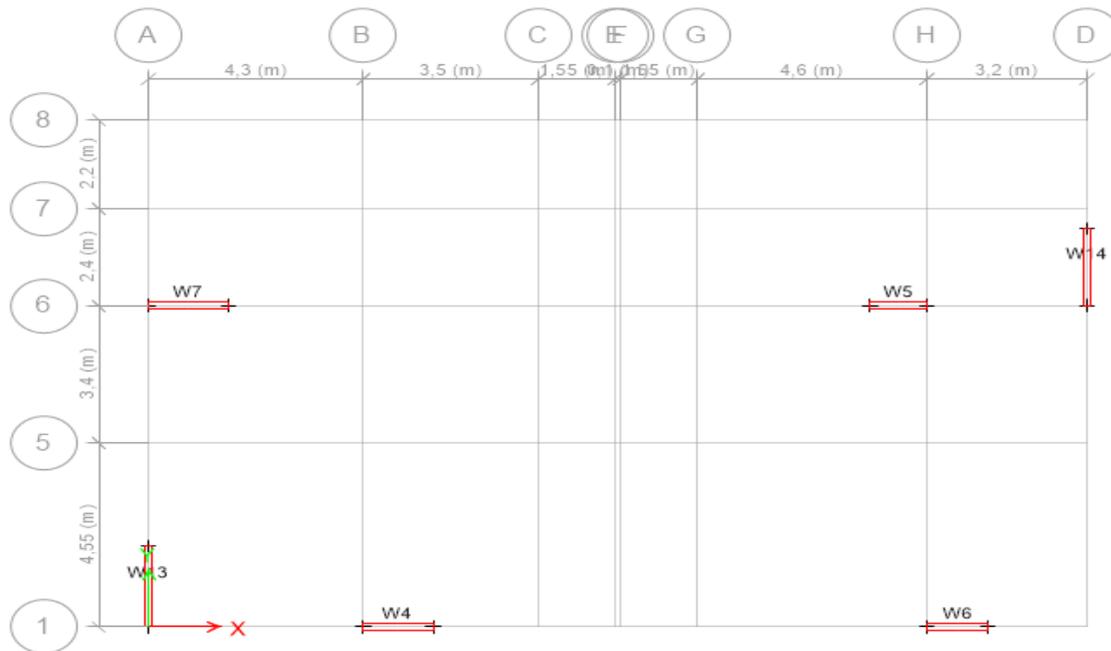


Fig.4.1.Disposition des voiles

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016 :

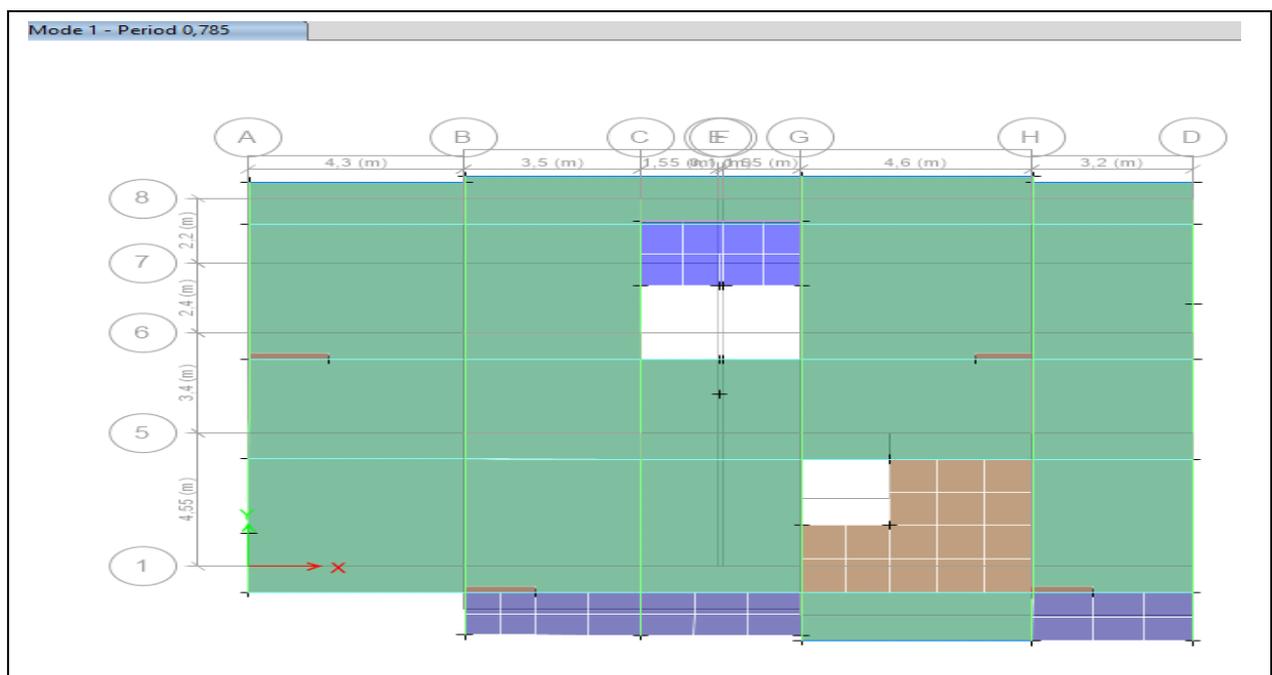


Figure 4.2 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)

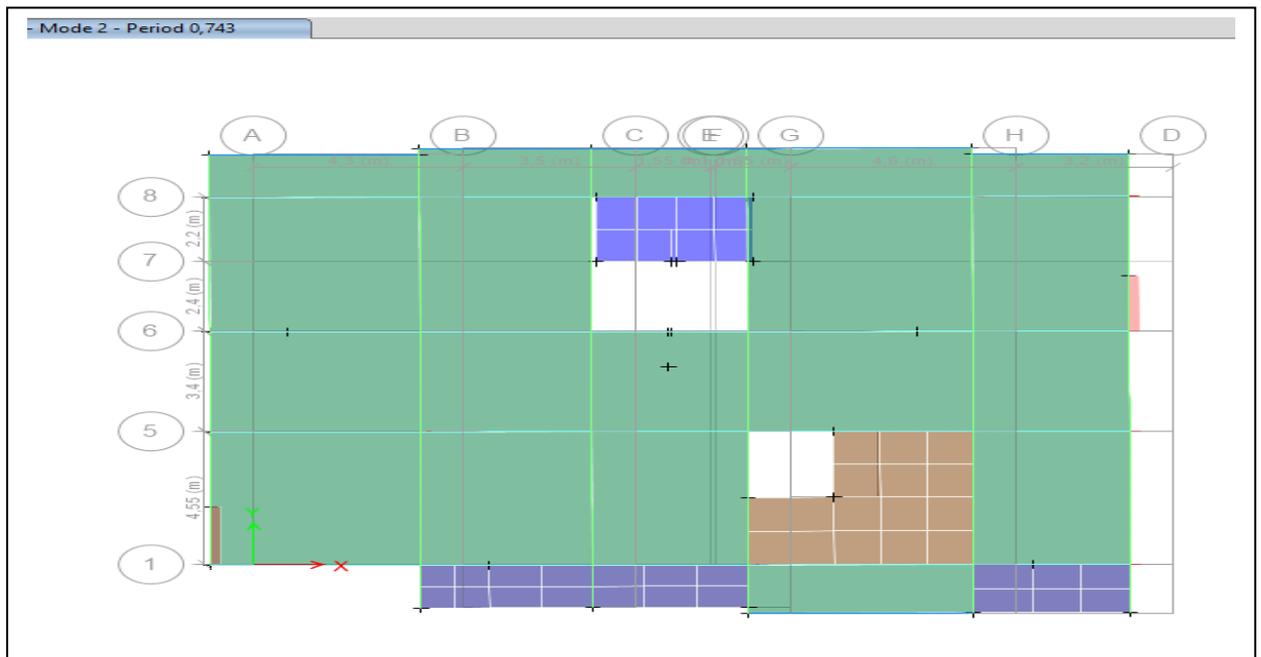


Fig 4.3. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

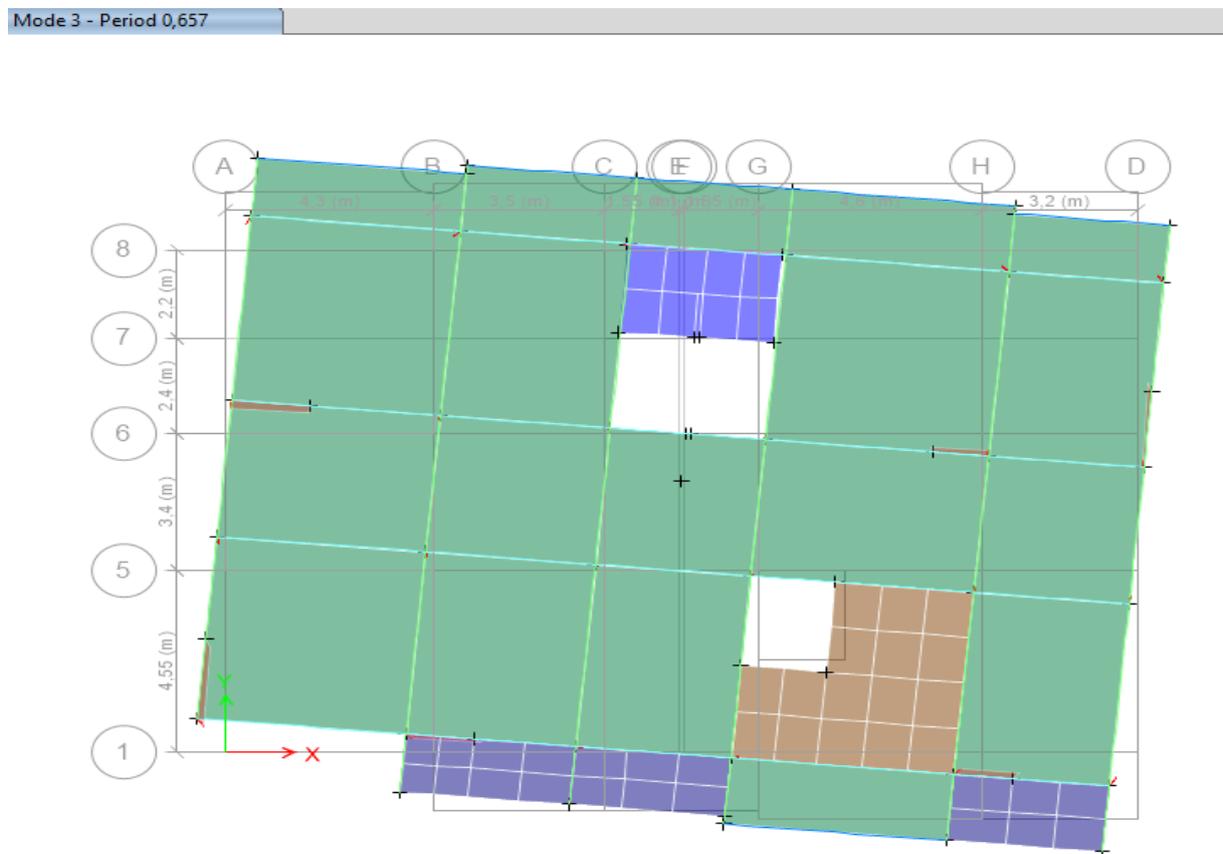


Fig.4.4. 3^{ème} mode de déformation (rotation suivant z-z)

a)-Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab 4.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	%de masse modal		% somme cumulée	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0,785	0,0002	0,739	0,0002	0,739
2	0,743	0,7349	0,0002	0,7351	0,7391
3	0,657	0,0002	6,342E-06	0,7353	0,7391
4	0,243	0,0001	0,1273	0,7354	0,8665
5	0,229	0,1336	0,0001	0,869	0,8666
6	0,199	0,0013	0,0001	0,8703	0,8667
7	0,125	0,0013	0,0463	0,8716	0,9129
8	0,121	0,0395	0,0019	0,9111	0,9148

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,737s \\ T_y = 0,781s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tab.4.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Rez de chaussée	-21140,81	-2995,081	87,14	12,86
1 ^{er} étage	-18401,96	-2604,418	87,16	12,84
2 ^{eme} étage	-15663,11	-2389,338	86,16	13,84
3 ^{eme} étage	-13020,65	-2037,02	85,79	14,21

4 ^{ème} étage	-10378,19	-1754,956	84,62	15,38
5 ^{ème} étage	-7822,94	-1353,608	84,20	15,80
6 ^{ème} étage	-5267,69	-966,7191	83,11	16,89
7 ^{ème} étage	-2790,471	-529,2283	82,14	17,86

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab.4.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Rez de chaussée	425,229	486,367	46,65	53,35	499,616	495,092	50,23	49,77
1 ^{er} étage	514,171	301,948	63,00	37,00	560,778	354,035	61,30	38,70
2 ^{ème} étage	451,964	298,484	60,23	39,77	518,105	315,639	62,14	37,86
3 ^{ème} étage	469,643	216,99	68,40	31,60	535,028	231,779	69,77	30,23
4 ^{ème} étage	363,566	245,993	59,64	40,36	417,465	226,329	64,84	35,16
5 ^{ème} étage	349,346	161,752	46,65	31,65	396,539	135,148	74,58	25,42
6 ^{ème} étage	219,897	170,706	56,30	43,70	252,772	135,362	65,12	34,88
7 ^{ème} étage	212,999	61,3686	77,63	22,37	251,141	73,1693	77,44	22,56

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tab.4.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1005,4597	1252,64	0,8027	vérifiée
Y-Y	970,1164	1203,03	0,806	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.4.6 Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Rez de chaussée	306	0,081	0,398	0	0,39	0,0012	0,0866	0,433	0,000	0,43	0,001
1 ^{er} étage	306	0,242	1,21	0,398	0,81	0,0026	0,264	1,320	0,433	0,89	0,002
2 ^{ème} étage	306	0,44	2,197	1,21	0,99	0,0032	0,4818	2,409	1,320	1,09	0,003
3 ^{ème} étage	306	0,655	3,222	2,197	1,03	0,0033	0,7052	3,526	2,409	1,12	0,003
4 ^{ème} étage	306	0,85	4,228	3,222	1,01	0,0033	0,9191	4,596	3,526	1,07	0,003
5 ^{ème} étage	306	1,04	5,14	4,228	0,91	0,0029	1,1063	5,532	4,596	0,94	0,003
6 ^{ème} étage	306	1,2	5,931	5,14	0,79	0,0025	1,2736	6,368	5,532	0,84	0,002
7 ^{ème} étage	306	1,32	6,501 5	5,931	0,57	0,0018	1,4104	7,052	6,368	0,68	0,002

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 0,0103 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 0,0112 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.4.7 Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	21140,81	0,39	1023,2507	0,026332	0,43	986,558	0,030112
1 ^{er} étage	306	18401,96	0,81	1001,6526	0,048631	0,89	965,006	0,055463
2 ^{ème} étage	306	15663,11	0,99	945,2721	0,053609	1,09	909,8949	0,061319
3 ^{ème} étage	306	13020,65	1,03	860,9261	0,050908	1,12	828,34	0,057533
4 ^{ème} étage	306	10378,19	1,01	752,6522	0,045512	1,07	723,51	0,050158
5 ^{ème} étage	306	7822,94	0,91	619,1957	0,037572	0,94	594,124	0,040448
6 ^{ème} étage	306	5267,69	0,79	459,8222	0,029576	0,84	441,8	0,03273
7 ^{ème} étage	306	2790,471	0,57	265,3511	0,019589	0,68	256,7	0,024157
8 ^{ème} étage	259	177,9899	0,39	31,0175	0,007314	0,43	29,1852	0,00857

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cJ}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art :

7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cJ} : est la résistance caractéristique du béton

Tab.4.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
RDC	55×55	1840,5097	-0,236	Vérifiée

1 ^{er} étage	55×55	1840,5097	-0,236	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	1176,6943	-0,186	Vérifiée
3 ^{ème} étage	50×50	1176,6943	-0,186	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×45	780,7328	-0,135	Vérifiée
5 ^{ème} étage	45×45	780,7328	-0,135	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	394,7604	-0,085	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	394,7604	-0,085	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35×35	65,90	-0,018	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnelle dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a pousser de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (35×5) cm²; Poutre secondaire (35×40)cm²

Poteaux de R.D.C et 1^{er} étage (55×55) cm²

Poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage (50×50) cm²

Poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage (45×45) cm²

Poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage (40×40) cm²

Poteaux de terrasse inaccessible 1(35×35) cm²

Pour les voiles ; e = 15 cm pour les étages courants.

CHAPITRE V :
Etude des éléments
structuraux

VI.1) Etude des Poteaux :

VI.1.1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du logiciel ETABS 16 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

VI.1.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 16, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tab.5.1. sollicitations poteau le plus sollicité des différents niveaux.

Niveau	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC, 1er étage	1840,5097	89,767	108,7024	1258,22	740,0529	82,8841
2ième, 3ième	1176,6943	14,5373	86,2756	491,9316	268,8916	47,67
4ième, 5ième	780,7328	14,6792	67,5274	262,186	142,038	35,6249
6ième, 7ième	394,7604	13,6922	41,4386	108,527	72,4879	2,5763
8ième	65,9099	13,9962	27,7212	35,6882	7,9047	12,9909

VI.2.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer les sollicitations des poteaux du RDC :

- $N_{max}=1840,5097 \text{ KN} \rightarrow M_{cor}= 89,767 \text{ KN.m}(G+Q+E)$
- $M_{max}=108,7024 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor}=1258,22 \text{ KN} (G+Q+E)$
- $N_{min}=740,0529 \text{ KN} \rightarrow M_{cor}= 82,8841 \text{ KN.m}(0.8G+E)$

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d= 52\text{m}; d'= 0.03\text{m}.$

$N =1840,5097 \text{ KN}$ (de compression)

$M = 89,767 \text{ KN.m} \rightarrow e_G= M/N= 0.048\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1).$

$(a) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 0,69 \text{ MN.m}$

$M_{UA} = M + N \cdot (d - h/2) = 0,54 \text{ MN.m}$

$(b) = N_u \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,36 \text{ MN.m}$

$\Rightarrow (1)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple, le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}}$

Tab.5.2. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous N_{max} et M_{cor})

μ	α	Z(m)	A1 (cm ²)	As (cm ²)
0,255	0,375	0,44	35,26	0

A). Calcul sous M_{max} et N_{corr} :

$d= 52\text{m}; d'= 0.03\text{m}.$

$N = 1258,22 \text{ KN}$ (de compression)

$M = 108,7024 \text{ KN.m} \rightarrow e_G= M/N= 0.086\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1).$

$(a) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 0,69 \text{ MN.m}$

$M_{UA} = M + N \cdot (d - h/2) = 0,41 \text{ MN.m}$

(b)=Nu.(d-d')-M_{UA}= 0,2 MN.m

⇒(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple, le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Avec : $As = A - \frac{Nu}{fst}$

Tab 5.3. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous Ncorr et Mmax)

μ	α	Z(m)	A1 (cm ²)	As (cm ²)
0,194	0,272	0,463	25,44	0

A). Calcul sous N_{min} et M_{corr} :

d= 52m; d'= 0.03m.

N =740,0529 KN (de compression)

M = 82,8841 KN.m → e_G= M/N= 0.112m

e_G<h/2 = 0.55/2 = 0.275m → le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b)..... (1).

(a)= (0,337.h-0,81.d').b.h.f_{bu}=0,69 MN.m

MUA = M+N.(d-h/2) =0,264 MN.m

(b)=Nu.(d-d')-M_{UA}= 0,098MN.m

⇒(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple, le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Avec : $As = A - \frac{Nu}{fst}$

Tab 5.4. Calcul du ferrailage poteau RDC (sous Nmin et Mcor)

μ	α	Z(m)	A1 (cm ²)	As (cm ²)
0,125	0,167	0,485	15,64	0

Le tableau ci-dessous résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tab5.5. resultats de calcul des armatures des poteaux de chaque niveau.

Niveau	Sections	A' (cm ²)	As (cm ²)	A_RPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	Nombre de barres
RDC, 1er étage	55x55	0	0	24,2	24,88	4HA20+8HA14
2ième, 3ième	50x50	0	0	20	20,36	4HA16+8HA14

4ième, 5ième	45x45	0	1,08	16,2	17,09	4HA16+8HA12
6ième, 7ième	40x40	0	1,73	12,8	13,57	12HA12
8ième	35x35	0	2,42	9,8	11,31	10HA12

VI.2.4. Armatures transversales :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h1 \cdot fe}$$

Vu: est l'effort tranchant de calcul.

h1: hauteur totale de la section brute.

fe: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho = 2.5$ si l'élanement géométrique $\Delta g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\Delta g \leq 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales A_{tmin} :

$$\frac{Atmin}{t \cdot b1} = \begin{cases} 0,3 \% & \text{si } \Delta g \geq 5 \\ 0,8 \% & \text{si } \Delta g \leq 3 \end{cases} \quad \text{Si } 3 < \Delta g < 5 : \text{ faire une interpolation.}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tab.5.6. calcul des armatures transversales pour chaque poteaux de chaque niveau

Section (cm ²)	V (KN)	Lf(m)	Δg	ρ	Zone	t(cm)	Atcal (cm ²)	At min (cm ²)	Choix des armatures
55x55	64,4441	2,142	3,89	3,75	Nodale	10	0,197	2,57	6HA8
					Courante	15	0,296	2,96	
50x50	67,3469	2,142	4,28	3,75	Nodale	10	1,26	2,4	6HA8
					Courante	15	1,89	2,86	
45x45	50,8585	2,142	4,76	3,75	Nodale	10	1,06	1,62	6HA8
					Courante	15	1,6	2,43	
40x40	31,666	2,142	5,35	2,5	Nodale	10	0,5	1,2	4HA8
					Courante	15	0,74	1,8	

35x35	19,1346	2,142	6,12	2,5	N	10	0,34	1,05	4HA8
					C	15	0,51	1,575	

VI.2.5. Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art A.4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$Nd \leq Nu = \alpha \times \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ; - $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

-L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3,46 \cdot \frac{l_f}{b} \dots\dots\dots \text{section rectangulaire} \\ \frac{4l_f}{D} \dots\dots\dots \text{section circulaire} \end{array} \right.$$

l_f = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 1840,5097 \text{KN}$

$l_f = 2,737 \text{m} \rightarrow \lambda = 15,78 \rightarrow \alpha = 0,816$

$Br = 0,3481 \text{m}^2$

$N_u = 6120 \text{KN}$

Tab.5.7. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	Io (cm)	lf (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
RDC, 1er étage	55x55	306	214,2	13,47	0,825	24,88	0,29	5,14	1,8405097	Vérifié
2ième, 3ième	50x50	306	214,2	14,82	0,82	20,36	0,24	4,22	1,1766943	Vérifié

4ième, 5ième	45x45	306	214,2	16,46	0,81	17,09	0,193	3,37	0,7807328	Vérifié
6ième, 7ième	40x40	306	214,2	18,52	0,8	13,57	0,152	2,62	0,3947604	Vérifié
8ième	35x35	306	214,2	21,17	0,79	13,57	0,115	2,05	0,0659099	Vérifié

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{gser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{gser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \cdot h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{gser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A' d' + Ad) \right) \text{ avec } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\text{Sachant que : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab.5.8. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	RDC, 1er étage	2ième, 3ième	4ième, 5ième	6ième, 7ième	8ième
Sections (cm ²)	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
d (cm)	52	47	42	37	32
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
A (cm ²)	24,88	20,36	17,09	13,57	13,57
V (cm)	30,19	27,39	24,69	21,91	19,56
V' (cm)	24,81	22,61	20,31	18,09	15,44
I _{yy'} (m ⁴)	0,06	0,048	0,039	0,03	0,023
N _{ser} (MN)	1,1607127	0,8607767	0,571378	0,2893582	0,0483978
M _{ser} (MN.m)	0,0345752	0,0254592	0,0213433	0,0316277	0,0175883
M _{G_ser} (MN.m)	0,0658	0,046	0,0338	0,037	0,018
σ _{bc1} (MPa)	3,746	3,33	2,71	1,87	0,5
σ _{bc2} (MPa)	3,14	2,84	2,32	1,38	0,21
σ _{adm} (MPa)	15	15	15	15	15

Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
-------------	----------	----------	----------	----------	----------

c). Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.5. 9. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	lf (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	Vd (KN)	τ_{bu} (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	Observation
RDC, 1er étage	55x55	214,2	13,47	0,075	52	64,4441	0,225	1,875	Vérifiée
2ième, 3ième	50x50	214,2	14,82	0,075	47	67,3469	0,286	1,875	Vérifiée
4ième, 5ième	45x45	214,2	16,46	0,075	42	50,8585	0,27	1,875	Vérifiée
6ième, 7ième	40x40	214,2	18,52	0,075	37	31,666	0,214	1,875	Vérifiée
8ième	35x35	214,2	21,17	0,075	32	19,1346	0,17	1,875	Vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'armatures dans la section.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9h \quad ; \quad \sigma_s = f_s / \gamma_s$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tab.5.10. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
--------	----------------------------	--------	-----------------------	-----------

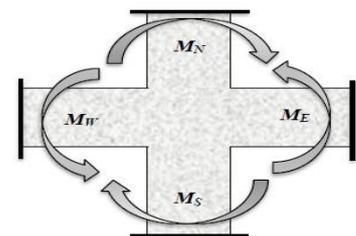


Fig.5.1 : Schéma de la zone nodale.

RDC, 1er étage	55x55	49,5	24,88	404,8
2ième, 3ième	50x50	45	20,36	301,1
4ième, 5ième	45x45	40,5	17,09	227,5
6ième, 7ième	40x40	36	13,57	160,6
8ième	35x35	31,5	13,57	140,05

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales ci-dessous. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tab.5.11. Vérification de la zone nodale

Niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	Me	1,25(Mw+Me)	Observation
RDC	404,8	404,8	809,6	111,5	111,5	278,6	vérifiée
1er étage	404,8	404,8	809,6	111,5	111,5	278,6	vérifiée
2ième	301,1	301,1	602,2	126	126	315	vérifiée
3ième	301,1	301,1	602,2	126	126	315	vérifiée
4ième	227,5	227,5	455	94,8	94,8	236,9	vérifiée
5ième	227,5	227,5	455	94,8	94,8	236,9	vérifiée
6ième	160,6	160,6	321,2	76,6	76,6	191,4	vérifiée
7ième	160,6	160,6	321,2	76,6	76,6	191,4	vérifiée
8ième	140,05	140,05	280,1	71,3	71,3	178,4	vérifiée

Schéma de ferrailage :

On va illustrer le schéma de ferrailage du 6ème et 7ème étage (40*40) :

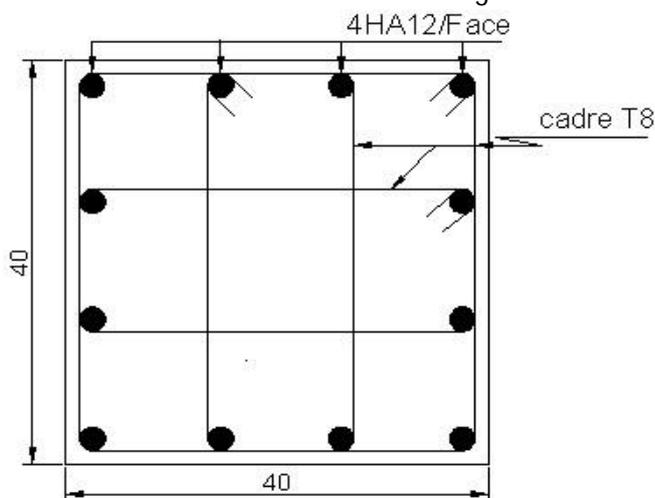


Fig.5.2: Schémas de ferrailage du poteau (6ème et 7ème) niveau.

VI.2. Etude des poutres :

VI.2.1 Introduction :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le logiciel ETABS 16) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

1./ 1,35G+1,5Q

2./G+Q

3./G+Q+E

4./G+Q-E

5./ 0,8G+E

6./ 0,8G-E

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40)
- poutres secondaires (30×35)

VI.2.2 Calcul du ferrailage :

- Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale le plus sollicitée des niveaux (RDC+1 er niveau) B3 qui est sollicitée avec :

$$M_t = 98,2216 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -104,9909 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous montre les détails de calcul du ferrailage de la poutre B3 :

Tab.5.12. Calcul du ferrailage de la poutre B3.

	μ	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{adop}
Appui	0,19	0,265	0,312	9,42	9,42
Travée	0,177	0,245	0,324	8,71	9,42

On va résumer le ferrailage des différentes poutres dans le tableau ci-dessous :

Tab.5.13 : Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux.

Niveau	T. de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Aadpt (cm2)	N bre de barres
RDC+1	Poutre principale	30x40	Appui	104,9909	89,3769	9,42	6	9,42	3HA16+3HA12
			Travée	98,2216		8,71		9,42	3HA16+3HA12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	74,24	195,1872	7,53	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	63,5546		6,34		6,47	2HA14+3HA12
2+3	Poutre principale	30x40	Appui	107,4062	92,9071	9,67	6	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	104,3686		9,36		9,42	3HA16+3HA12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	80,8223	168,6316	8,3	5,25	9,42	3HA16+3HA12
			Travée	66,0407		6,61		6,88	3HA14+2HA12
4+5	Poutre principale	30x40	Appui	88,8184	78,6041	7,81	6	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	86,0991		7,54		8,01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	80,6772	95,4575	8,28	5,25	9,42	3HA16+3HA12
			Travée	53,8638		5,29		5,65	5HA12
6+7	Poutre principale	30x40	Appui	74,5627	67,7089	6,44	6	6,47	2HA14+3HA12
			Travée	51,5627		4,34		6,03	3HA16
	Poutre secondaire	30x35	Appui	72,5045	72	7,34	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	34,031		3,25		5,65	5HA12
8	Poutre principale	30x40	Appui	27,611	35,1978	2,27	6	6,03	3HA16
			Travée	25,3476		2,07		6,03	3HA16
	Poutre secondaire	30x35	Appui	16,7662	21,0765	1,56	5,25	5,65	5HA12
			Travée	10,8998		1,01		5,65	5HA12

VI.2.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b.h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{ma} = 6\% b.h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone lia

$\emptyset = 16 \text{mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{cm}$

$\emptyset = 14 \text{mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{cm}$

$\emptyset = 12 \text{mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{cm}$

VI.2.4. Les armatures transversales :

- Calcul de Φ_t :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset l ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 40/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

On opte pour : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99 Art (7.5.2.2) :

- Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12.\emptyset l) = \min(10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } St = 10 \text{ cm}$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A = 0,003 . St . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

VI.2.5. Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 . b . d . f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b). Contrainte tangentielle maximale :

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau} = \min(0,1333 . f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

Tableau 5.14 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	Observation
Principales	92,9071	0,86	3,33	Vérifié
secondaires	195,1872	1,75	3,33	Vérifié

VI.2.6. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5.15. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	I (cm4)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	Observation
Principales	Appui	54,7065	69378,94	12,02	9,47	15	Vérifiée
	Travée	29,5931	69378,94	12,02	5,12	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	37,1511	66060,07	11,71	6,58	15	Vérifiée
	Travée	22,9719	66060,07	11,71	4,07	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo} \\ \frac{As}{bo.d} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

Pour les poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \\ \frac{40}{430} = 0,093 \geq 0,048 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \\ \frac{As}{bo.d} = 0,00558 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,01 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \end{array} \right.$$

Pour les poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{430} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \\ \frac{35}{430} = 0,081 \geq 0,075 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \\ \frac{As}{bo.d} = 0,00509 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,01 \dots\dots\dots \textit{verifiee} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

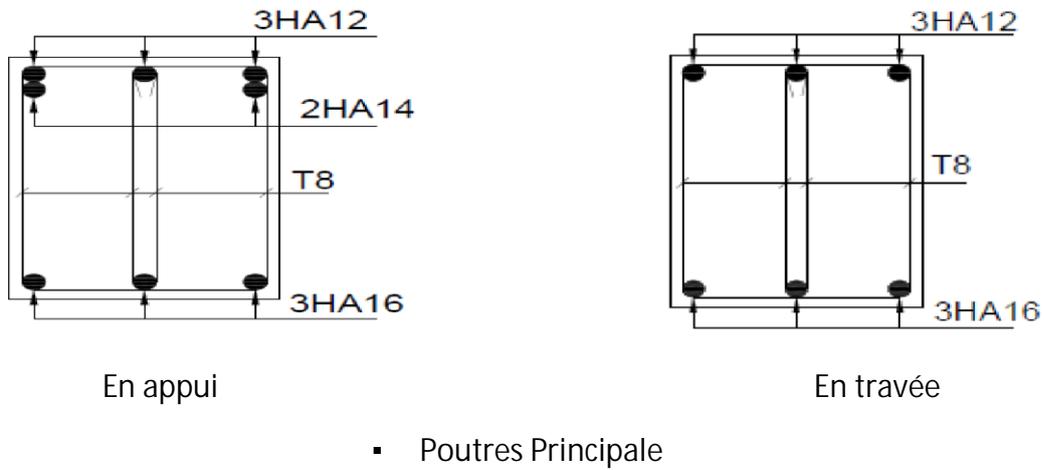


Fig.5.3. Schéma de ferrailage de la p. Principale du 6em et 7eme niveau.

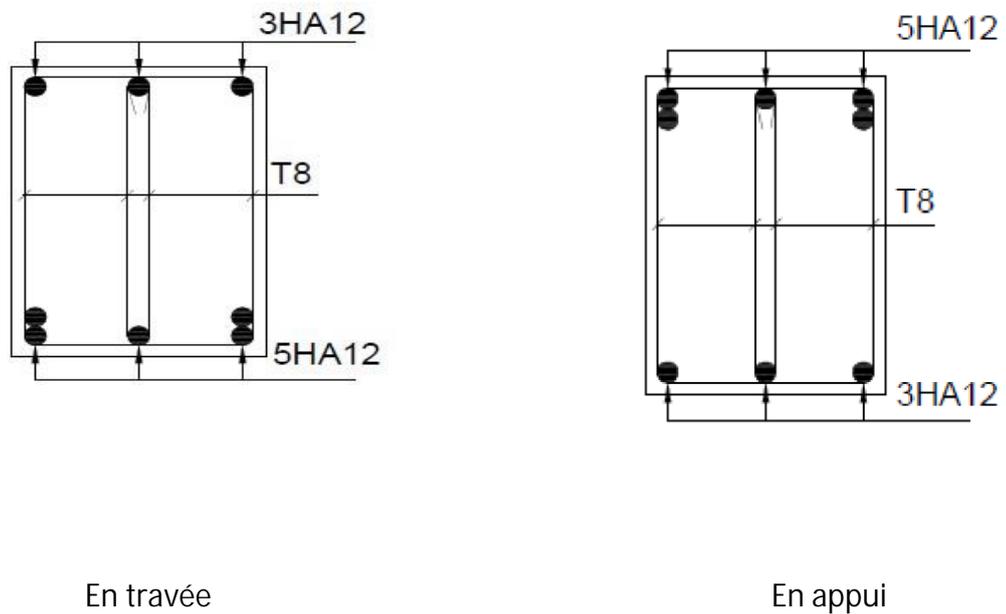


Fig.5.4. Schéma de ferrailage de la p. secondaire du 8eme niveau.

VI.3. Étude des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

VI.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 16, on va prendre comme exemple de calcul le voile $V_x=1,6\text{m}$ (RDC +1^{er} niveau), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.5.16. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x1,6$ // à $x-x'$.

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1er étage	-644,9845	102,5632	102,5632	-644,9845	- 332,3239	49,5198	35,1745
2ième, 3ième	-517,8952	97,268	97,268	-517,8952	- 267,8047	45,8477	33,2607
4ième, 5ième	-355,3749	102,4417	102,4417	-355,3749	- 185,3975	48,3467	34,5946
6ième, 7ième	-166,536	136,6726	136,6726	-166,536	-90,4299	67,3681	48,0487

VI.3.3. Ferrailage :

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 1,57 \text{ m}; d' = 0,03 \text{ m}; L = 1,6 \text{ m}; e = 0,15$$

$$N = -644,9845 \text{ KN}$$

$$M = 102,5632 \text{ KN.m}$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{e \times L} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma^- = \frac{N}{e \times L} - \frac{M}{I} y$$

$$\sigma^+ = 1,084 \text{ MPA} > 0$$

⇒ **Section entièrement comprimée**

$$\sigma^- = 4,29 \text{ MPA} > 0$$

$$\text{On a : } e_G = \frac{M}{N} = 0,159 \text{ m}$$

Avec :

$$A1 = \frac{Nu \times e2}{\frac{fe}{\gamma_s} \times (d - d')}$$

$$A2 = \frac{Nu \times e1}{\frac{fe}{\gamma_s} \times (d - d')}$$

Tel que :

$$e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,929 \text{ m}$$

$$e2 = (d - d') - e1 = 0,611 \text{ m}$$

On trouve Alors :

$$\begin{cases} A1 = 7,35 \text{ cm}^2 \\ A2 = 11,18 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sachant que :

$$A_{\min} = \frac{(e \times L) \times ft28}{fe} = \frac{(0,15 \times 1,6) \times 2,1}{400} = 12,6 \text{ cm}^2$$

On a $A_{\min} > (A1, A2) \rightarrow$ On ferraille avec $A_{\min} = 12,6 \text{ cm}^2$

B). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = -332,3239 \text{ KN}$$

$$M = 49,5198 \text{ KN.m}$$

$$\sigma^+ = -0,61 \text{ MPA} < 0$$

⇒ **Section entièrement comprimée**

$$\sigma^- = -2,15 \text{ MPA} < 0$$

$$\text{On a : } e_G = \frac{M}{N} = 0,149 \text{ m}$$

Avec :

$$A1 = \frac{Nu \times e2}{\frac{fe}{\gamma_s} \times (d - d')}$$

$$A2 = \frac{Nu \times e1}{\frac{fe}{\gamma_s} \times (d - d')}$$

Tel que :

$$e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,919\text{m}$$

$$e2 = (d - d') - e1 = 0,601\text{m}$$

On trouve Alors :

$$\begin{cases} A1 = 3,72 \text{ cm}^2 \\ A2 = 5,7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sachant que :

$$A_{min} = \frac{(e \times L) \times ft28}{fe} = \frac{(0,15 \times 1,6) \times 2,1}{400} = 12,6 \text{ cm}^2$$

On a $A_{min} > (A1, A2) \rightarrow$ On ferraille avec $A_{min} = 12,6 \text{ cm}^2$

2). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante : $V_{max} = 48,0487 \text{ KN}$

$$\frac{A_h}{e \cdot Sh} \geq \frac{\tau u}{0,8 f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau u = \frac{1,4 Vd}{e \cdot d} = 0,21 \text{ MPA}$$

$$A_h = 0,2 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V_{x1,6}$, (RDC +1) :

- ✓ AV (ZT) = 11,03 cm²
- ✓ AH \geq 0,26 cm²
- Vérification :
 - ✓ $A_{min}(ZT) = 0,2 \% \times e \times L = 4,8 \text{ cm}^2$ en zone tendue par le RPA .
 - ✓ $A_{min}(BAEL) = 0,23 \times d \times e \times ft28/fe = 2,84 \text{ cm}^2$.
 - ✓ $A_{min}(ZG) = 0,15 \% \times e \times L = 3,6 \text{ cm}^2$ en zone globale dans le voile par le RPA.
 - ✓ $A_{min}(ZC) = 0,15 \% \times e \times (L - 2 \cdot Lt)$ en zone comprimée dans le voile par le RPA.

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : AV (ZT) = 15,82 cm² .

On opte pour : 14HA12

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile $V_{x1,6}$ dans les autres niveaux :

Tab.5.17. Ferrailage du voile Vx1,6 //X-X'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 1,6	0.15x 1,6	0.15 x 1,6	0.15 x 1,6
M(KN.m)	102,5632	97,268	102,4417	136,6726
N(KN)	-644,9845	-517,8952	-355,3749	-166,536
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	35,1745	33,2607	34,5946	48,0487
τ (MPa)	0,21	0,2	0,2	0,285
τ_{adm} =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	1	0,74
Lc (m)	/	/	/	0,12
Av_ZC(cal) (cm2)	12,6	9,2	7,03	4,94
Av_ZC(min) (cm2)	15,82	3,6	3,6	3,6
Av_ZC(adop) (cm2)	/	11,68	9,85	7,03
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	0,27
Av_ZT(adopt) cm2	/	/	/	/
Av_ZG(min) (cm2)	3,6	3,6	3,6	3,6
N bre en zone tendue	14HA12	2HA12+12HA10	10HA10+4HA8	14HA8
N bre en zone comprimée	/	/		
St (cm)	15	15	15	15
Ah(cal) (cm 2)	0,2	0,2	0,14	0,2
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	15	15	15	15

Tab.5.18. Ferrailage du voile Vx1,2 //X-X'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 1,2	0.15x 1,2	0.15 x 1,2	0.15 x 1,2
M(KN.m)	30,7156	56,8508	78,4705	134,374
N(KN)	-640,0709	-512,1702	-349,9331	-134,6037
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	-9,4736		25,667	45,5414
τ (MPa)	0,075	0,14	0,2	0,36
τ_{adm} =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	1,13	0,72
Lc (m)	/	/	/	/
Av_ZC(cal) (cm2)	9,65	8,7	7,02	5,3
Av_ZC(min) (cm2)	3,6	3,6	3,39	2,16
Av_ZC(adop) (cm2)	11,3	9,23	7,85	7,85
Av_ZT(cal) (cm2)	3,6	3,6	3,6	3,6
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	/
Av ZT(adopt) cm2	/	/	/	/
Av_ZG(min) (cm2)	/	/	/	/
N bre en zone tendue	10HA12	4HA12+6HA10	10HA10	10HA10
N bre en zone comprimée	/	/	2HA10	2HA10
St (cm)	15	15	15	15
Ah(cal) (cm 2)	0,053	0,1	0,14	0,25
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	15	15	15	15

Tab.5.19. Ferrailage du voile Vx1,4 //X-X'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 1,4	0.15x 1,4	0.15 x 1,4	0.15 x 1,4
M(KN.m)	39,5822	41,5368	46,1252	49,0074
N(KN)	-654,7408	-525,168	-358,9168	-151,9148
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement tendue	Partiellement comprimée
V (KN)	13,6188	13,9586	15,119	16,2251
τ (MPa)	0,1	0,11	0,12	0,13
τ_{adm} =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	1,13	1,2
Lc(m)				
Av_ZC(cal) (cm2)	9,98	8,31	7,4	4,59
Av_ZC(min) (cm2)	4,2	4,2	4,2	3,6
Av_ZC(adop) (cm2)	11,58	10,2	7,66	6,02
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	1,5
Av_ZT(adopt) cm2	/	/	/	1,58
Av_ZG(min) (cm2)	3,15	3,15	3,15	3,15
N bre en zone tendue	4HA12+9HA10	13HA10	9HA10+4HA8	12HA8
N bre en zone comprimée	/	/	/	/
St (cm)	15	15	15	15
Ah(cal) (cm 2)	0,076	0,078	0,084	0,13
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	15	15	15	15

Tab.5.20. Ferrailage du voile Vx1,15 //X-X'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 1,15	0.15x 1,15	0.15 x 1,15	0.15 x 1,15
M(KN.m)	91,4515	74,4906	72,8397	109,42
N(KN)	-642,609	-524,331	-364,5063	-169,0204
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	30,0812	25,0477	24,4641	37,3513
τ (MPa)	0,25	0,2	0,2	0,13
τ_{adm} =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	/	0,74
Lc(m)				/
Av_ZC(cal) (cm2)	11,47	9,41	7,16	5,17
Av_ZC(min) (cm2)	3,45	3,45	3,36	
Av_ZC(adop) (cm2)	12,93	11,3	7,85	7,85
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/		
Av_ZT(adopt) cm2	/	/		
Av_ZG(min) (cm2)	3,15	3,15	3,15	3,15
N bre en zone tendue	4HA14+6HA12	10HA12	10HA10	10HA10
N bre en zone comprimée	/	/	/	/
St (cm)	15	15	15	15
Ah(cal) (cm ²)	0,157	0,125	0,125	0,13
Ah(adop) (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	15	15	15	15

Tab.5.21. Ferrailage du voile Vy2 //Y-Y'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 2	0.15x 2	0.15 x 2	0.15 x 2
M(KN.m)	45,34	51,3	38,5	1,8
N(KN)	-610,82	-511,66	-372,219	-145,811
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	9,95	5,16	10,01	1,27
τ (MPa)	0,024	0,047	0,12	0,13
τ_{adm} =0.2f _c 28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	1,13	1,2
Lc(m)				
Av_ZT(cal) (cm2)	9,3	8,02	5,97	4,43
Av_ZC(cal) (cm2)	6			
Av_ZC(min) (cm2)	13,345	9,42	8,28	6,02
Av_ZC(adop) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	1,5
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	1,58
Av ZT(adopt) cm2	4,5	4,5	4,5	4,5
Av_ZG(min) (cm2)	4HA12+8HA10	12HA10	8HA10+4HA8	12HA8
N bre en zone tendue	/	/	/	/
N bre en zone comprimée	20	20	20	15
St (cm)	0,001	0,003	0,084	0,13
Ah(cal) (cm 2)	1,01	1,01	1.01	1.01
Ah(adop) (cm2)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N bre /par Plan	15	15	15	15

Tab.5.22. Ferrailage du voile Vy1,9 //Y-Y'.

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième étage
Section (m2)	0.15 x 1,9	0.15x 1,9	0.15 x 1,9	0.15 x 1,9
M(KN.m)	-39,2073	-9,1927	-7,034	65,4037
N(KN)	618,5735	469,7598	310,1267	129,1018
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	5,1115	-1,4071	-3,816	18,4755
τ (MPa)	0,025	0,047	0,12	0,093
τ_{adm} =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt(m)	/	/	1,13	1,2
Lc(m)				
Av_ZC(cal) (cm2)	9,32	6,92	4,55	4,43
Av_ZC(min) (cm2)	6			
Av_ZC(adop) (cm2)	13,345	9,42	8,28	6,02
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	1,5
Av_ZT(adopt) cm2	/	/	/	1,58
Av_ZG(min) (cm2)	4,275	4,275	4,275	4,275
N bre en zone tendue	4HA12+8HA10	12HA10	12HA8	12HA8
N bre en zone comprimée	/	/	/	/
St (cm)	20	20	20	15
Ah(cal) (cm 2)	0,001	0,003	0,084	0,13
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	15	15	15	15

3)-Schéma de ferrailage :

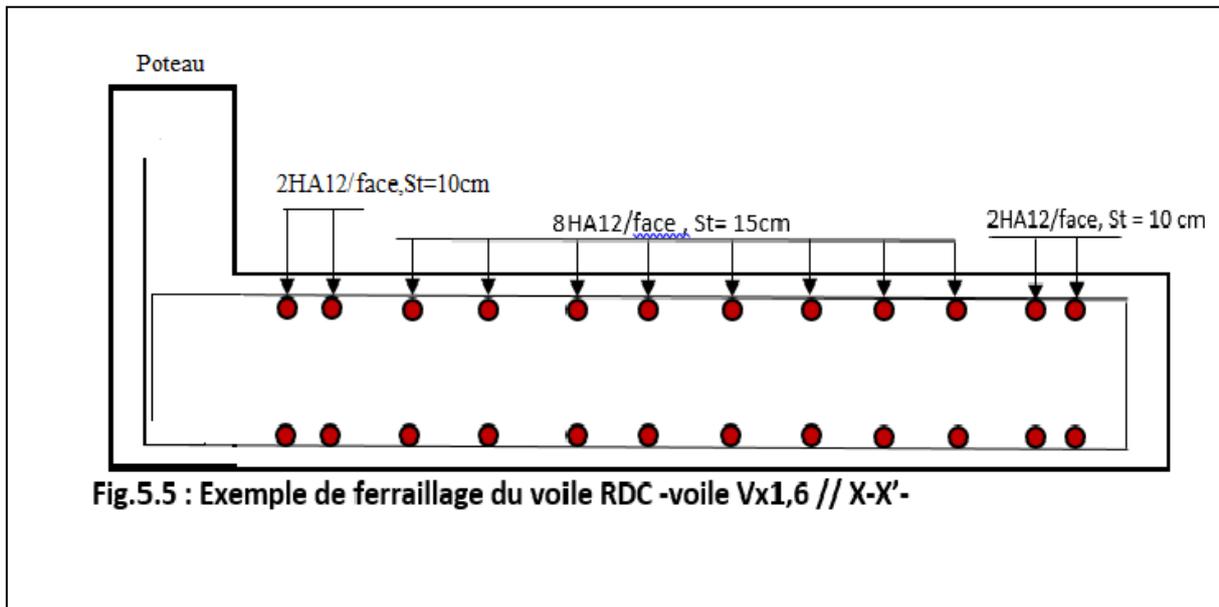


Fig.5.5 : Exemple de ferrailage du voile RDC -voile Vx1,6 // X-X\'-

CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

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. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.3. 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.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol de logements promotionnels situés à Mellala ont permis de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante.

Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivantes : D (encrage)=2,5m ; $Q_{adm}=1.20$ bar (contrainte admissible) ; classification du site S3

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. Semelles isolées :

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99/Version 2003(Article10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$\triangleright G + Q \pm E$$

$$\triangleright 0.8 \times G \pm E$$

La vérification à faire est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots(1)$$

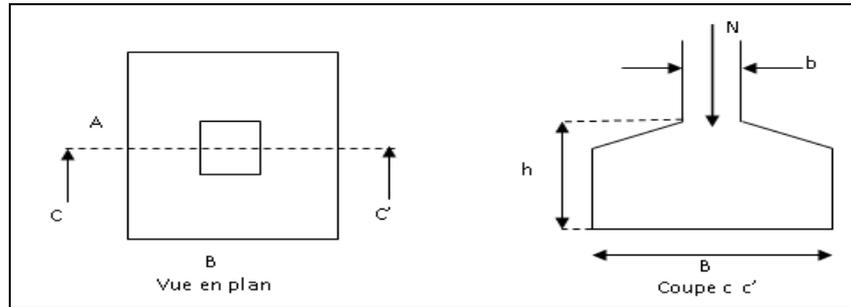


Fig.6.1 Vue d'une semelle isolée

N= 1260,514 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS V16)

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{1.16}{0.12}} = 3.24 \text{ m}$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 3.1 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5 ,N6).

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 1140,198 + 1260,514 + 1153,1274 + 1155,3867 + 1231,5433 + 1203,7461 = 5802,51KN$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{7844,51 \times 10^{-3}}{0.12 \times 18,8} = 3,48m$$

Conclusion :

On remarque un chevauchement entre les semelles filantes, si on tient compte de l'axe minimale des portées de 3.1m .A cause de cette condition on préfère utiliser un radier générale.

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.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

La surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = 19,1 \times 14,35 = 274,085 \text{ m}^2$$

VI.4.A – Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

Hn : hauteur des nervures.

Hd : hauteur de la dalle.

Lmax: la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

➔ Lmax = 4,6 m

• La nervure :

$$Hn \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

• La dalle :

$$Hd \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} Le \geq L_{\text{max}}$$

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton, E = 3.216×10⁷ KN/m²

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen K = 4×10⁴ KN/m².

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ donc on obtient } \rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \geq 0,65 \text{ m}$$

➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (1)$$

$$V_d = \frac{Nd \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m}$$

On aura :

$$V_d = 204,71 \text{ KN}$$

Depuis (1) on tire : $d \geq 0,13 \text{ m}$

A partir des trois conditions on tire :

$$\begin{cases} Hn = 80 \text{ cm pour les nervures} \\ Hd = 40 \text{ cm pour la dalle du radier} \end{cases}$$

VI.4.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 :

$$Nu \leq 0,045 \times Uc \times Hn \times \frac{fc28}{\gamma b}$$

Nu: effort normal sur le poteau le plus sollicité.

hn: hauteur de la nervure.

Uc: périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré 55*55 avec Nu=1840,5097KN, le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante : Uc= 2× (A+B)

$$\begin{cases} A = a + h = 0,55 + 0,8 = 1,35 \\ B = b + h = 0,55 + 0,8 = 1,35 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0,55 + 0,8 = 1,35 \\ B = b + h = 0,55 + 0,8 = 1,35 \end{cases}$$

$$Uc=2 \times (A + B) = 5,4 \text{ m}$$

On aura donc : Nu=1,84 MN ≤ 4,22 MN Condition vérifiée.

B-2-Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques géométriques de notre radier qui sont :

$$IX = 4703,4 \text{ m}^4$$

$$XG = 9,57 \text{ m.}$$

$$IY = 8332,4 \text{ m}^4$$

$$YG = 7,17 \text{ m.}$$

Et d'après ETABS 16 :

$$MX=8591,8795 \text{ KN.m} , MY = 720,507 \text{ KN.m} , N=24395,915\text{KN}$$

Avec : MY, MX : Moments à la base.

❖ Sens x-x :

$$\begin{cases} \sigma \text{ max} = \frac{N}{Srad} + \frac{Mx}{Ix} Yg = \frac{24395,915 \times 10^{-3}}{274,085} + \frac{8591,8795 \times 10^{-3} \times 7,17}{4703,4} = 0,1 \text{ MPA} \\ \sigma \text{ mim} = \frac{N}{Srad} - \frac{Mx}{Ix} Yg = \frac{24395,915 \times 10^{-3}}{274,085} - \frac{8591,8795 \times 10^{-3} \times 7,17}{4703,4} = 0,07 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,09 < \sigma_{adm} = 0,12 \text{ MPA}$$

❖ Sens y-y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{My}{I_y} Xg = \frac{24395,915 \times 10^{-3}}{274,085} + \frac{720,507 \times 10^{-3} \times 9,57}{8332,4} = 0,09 \text{ MPA} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{My}{I_y} Xg = \frac{24395,915 \times 10^{-3}}{274,085} - \frac{720,507 \times 10^{-3} \times 9,57}{8332,4} = 0,088 \text{ MPA} \end{cases}$$

Donc : $\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,089 < \sigma_{adm} = 0,12 \text{ MPA}$

Conclusion :

On remarque que les contraintes dans le sol sont vérifiées.

B-3- Vérification aux sous-pressions :

$$N \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s$$

Avec :

$F_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 274,085 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$Z = 2,5 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$$24395,915 \text{ KN} \geq 7879,94 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition verfiée}$$

B-4- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003 , on doit vérifier ce qui suit : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Selon x-x : $e = \frac{8,591}{24,395} = 0,35 \text{ m} < \frac{19,1}{4} = 4,77 \text{ m}$

Selon y-y : $e = \frac{0,72}{24,395} = 0,03 \text{ m} < \frac{14,35}{4} = 3,58 \text{ m}$

VI.4.C- Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau de la figure 1.6 et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m.

C-1- Détermination des sollicitations :

❖ ELU :

$$Q_u = \frac{N_u + P_u}{S_{tot}}$$

Avec :

N_u est l'effort normal ramené par la superstructure → $N_u = 33436,1425 \text{ KN}$

P_u le poids propre du radier.

Calcul de P_u :

$$P = 274,085 \times 0,4 \times 25 = 2740,85 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on aura : } P_u = 1,35 \times 2740,85 = 3700,1475 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{37136,29}{274,085} = 135,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELS :

$$Q_s = \frac{N_s + P_s}{S_{tot}}$$

Avec :

$$\rightarrow N_s = 24395,915 \text{ KN}$$

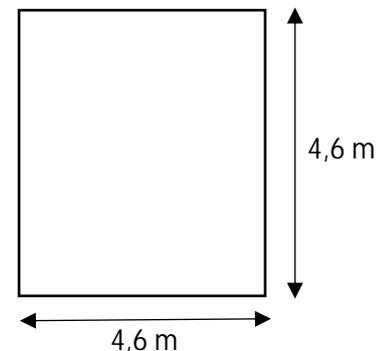


Fig.6.2 panneau le plus défavorable

Calcul de Ps :

$$P = 274,085 * 0.4 * 25 = 2740,85 \text{KN}$$

⇒ Donc on aura : Ps = 2740,85 KN

$$Q_s = \frac{27136,765}{274,085} = 99 \text{ KN/m}^2$$

On a : Lx = 4,6 m , Ly= 4,6 m → $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1$

Ce qui donne à :

➤ L'ELU : $\mu_x = 0,036$, $\mu_y = 1$

➤ L'ELS : $\mu_x = 0,0441$, $\mu_y = 0,1$

On va résumer les moments en travées et en appuis a l'ELS et l'ELU dans le tableau ci-dessous :

Tab.6.1 : Moments en travée et appuis.

	ELU		ELS	
	SENS XX	SENS YY	SENS XX	SENS YY
μ	0,036	1	0,0441	0,1
Mo(KN.m)	103,21	103,21	92,38	9,23
Mt(KN.m)	77,4	77,4	69,285	6,92
Ma(KN.m)	-51,6	-51,6	-46,19	-4,615

Avec :

$$M_{ox} = \mu_x * Q * Lx^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} * \mu_y$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy}$$

- En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{ox}$$

C-2- Calcul du ferrailage a l'ELU :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

La section de ferrailage étant (1*0,4) m² alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.6.2. Section des armatures du radier.

Localisation	Mt (KN.m)	Acal (cm ² /m)	Amin (cm ² /m)	Aadop (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)

travée	x-x	58,56	7,4	3,20	7,7	5HA14
	y-y	58,56	7,4	3,20	7,7	5HA14
Appui		-39,04	4,3	3,20	5,65	5HA12

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_{x\min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times (h/2) = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sachant que pour des aciers HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

C-3- Vérification des contraintes a l'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton :

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

❖ Contraintes dans l'acier :

Vu que la fissuration est nuisible alors une vérification de la contrainte de traction pour l'acier est requise :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{nft28} \right] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y)$$

On résume le calcul des contraintes dans le tableau ci-dessous :

Tab 6.3. Vérification des contraintes.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	Vérification	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	xx	69,285	0,001045	0,08	6,04	Vérifié	269,8	Non vérifié
	yy	9,23	0,000567	0,058	0,81	Vérifié	35,56	Vérifié
Appui	Xx	-46,19	0,0007	0,063	4,3	Vérifié	179,8	Vérifié
	yy	-4,615	0,0005	0,058	0,47	Vérifié	17,9	Vérifié

On remarque que la contrainte dans l'acier en travée dans le sens x n'est pas vérifiée, d'où une nécessité d'augmenter la section d'acier.

Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab.6.4. Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	A (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)

Travée	xx	69,285	10,05	5HA16	0,091	0,001342	4,69	201
	yy	9,23	7,7	5HA14	0,058	0,000567	0,81	35,56
Appui	Xx	-46,19	5,65	5HA12	0,063	0,0007	4,3	179,8
	Yy	-4,615	5,65	5HA12	0,058	0,0005	0,47	17,9

VI.4.D- Le schéma de ferrailage :

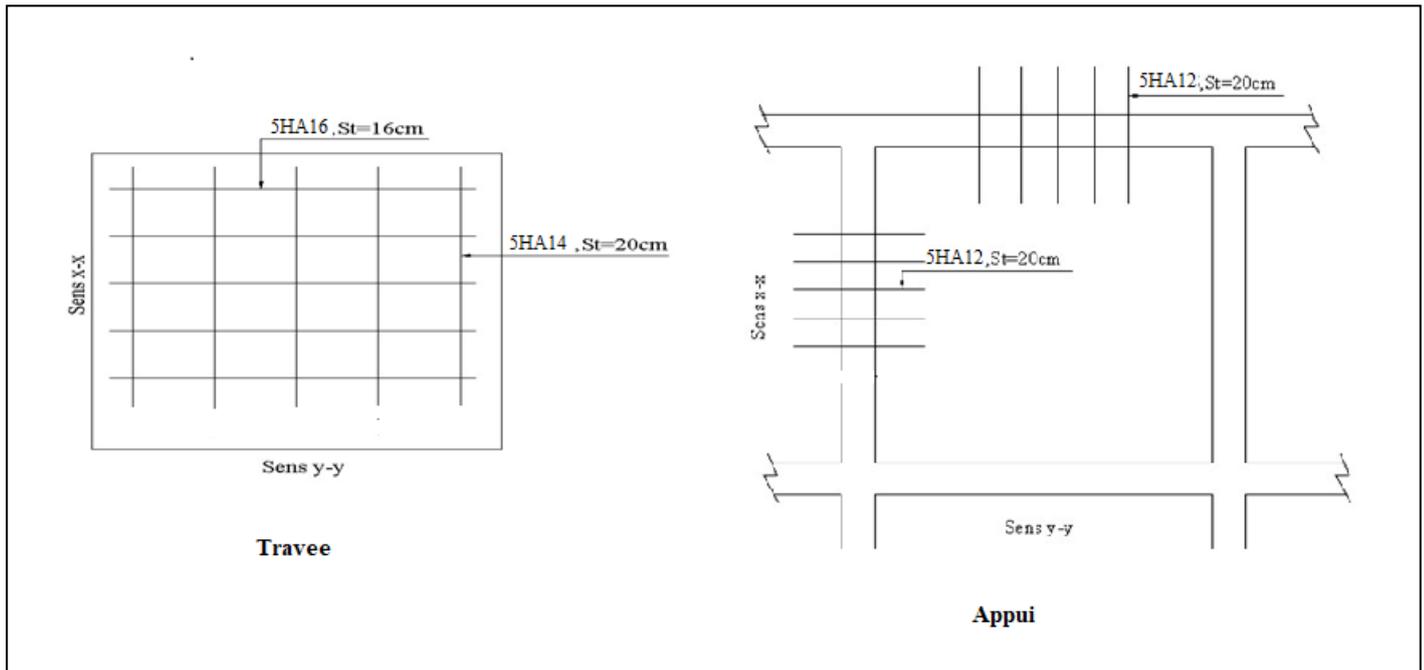


Fig. 6.3 : Schéma de ferrailage de radier.

• 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.

- qm charge uniforme produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- qv charge produisant le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Cas de charge équivalent

➤ Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=n} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=n} l_{xi}}$

➤ Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{2}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{2}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

A l'ELU : $P_u = 135,5 \text{ KN}$

A l'ELS : $P_s = 99 \text{ KN}$

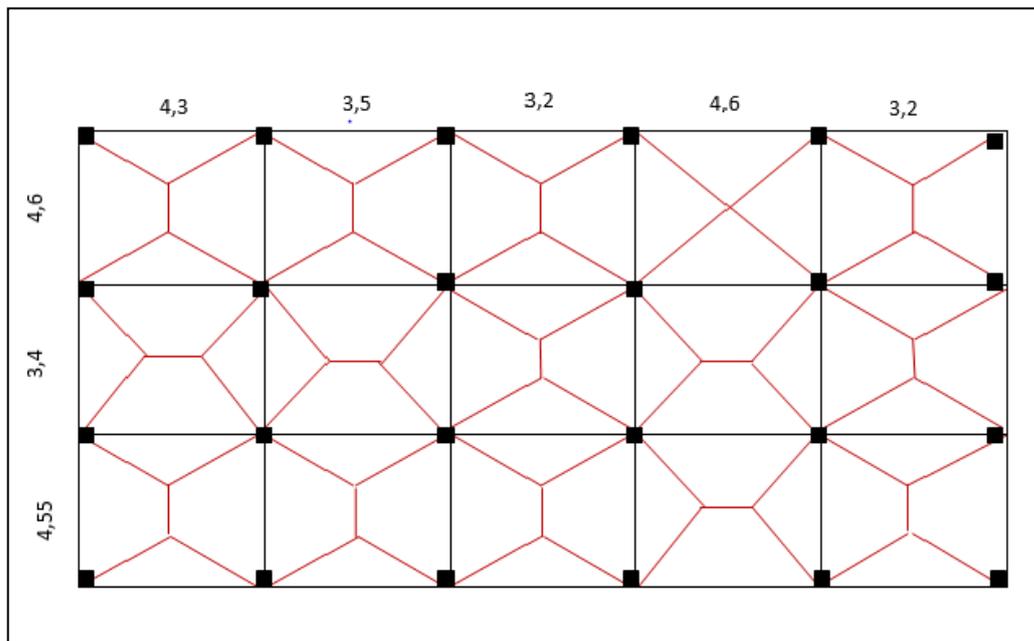


Fig.6.4 : Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ Calcul des sollicitations : le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelle (ferraillé en flexion simple).

- Moments aux appuis

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moments en travée

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

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

- Sens Y-Y :

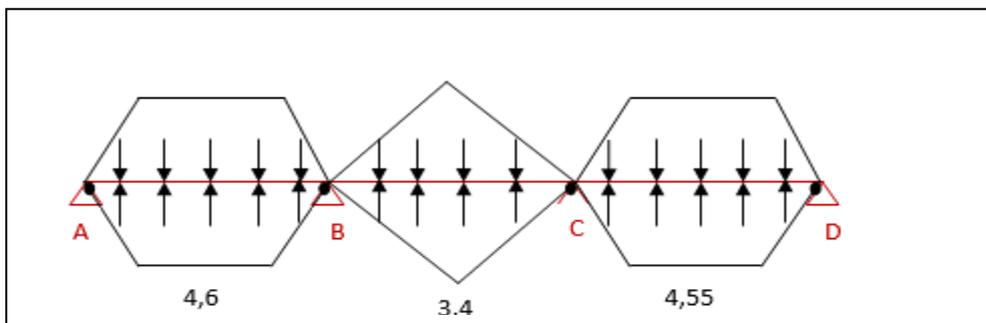


Fig. 6.5: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Après calcul on remarque que les sollicitations max sont retrouvées dans la travée AB, Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- ELU :

Tab.6.5. Sollicitation a l'ELU sens Y-Y dans la travée AB.

travées	L (m)	qm (KN/m)	qv (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4,6	360,51	273,47	0	-667,693	1,897	358,4	648,92	684,022	-974,32

- ELS :

Tab.6.6. Sollicitation a l'ELS sens Y-Y dans la travée AB.

travées	L (m)	qm (KN/m)	qv (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4,6	263,4	199,8	0	-487,83	1,897	261,8	474,12	/	/

- Sens X-X :

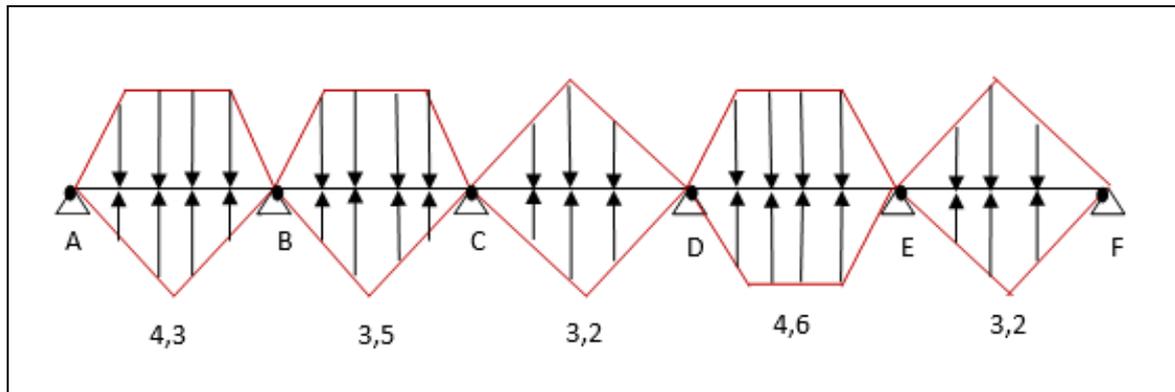


Fig.6.6: Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Après calcul on remarque que les sollicitations max sont retrouvées dans la travée AB, Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- ELU :

Tab.6.7. Sollicitation a l'ELU sens X-X dans la travée AB.

travées	L (m)	qm (KN/m)	qv (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4,6	360,22	260,16	0	-539,93	1,781	313,2	539,044	605,433	-856,56

- ELS :

Tab.6.8. Sollicitation a l'ELS sens X-X dans la travée AB.

travées	L (m)	qm (KN/m)	qv (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4,6	248,53	223,35	0	-394,645	1,897	228,81	394,038	/	/

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.

Avec :

$$h=0,8 \text{ m} ; h_0=0,4\text{m} ; b_0=0,6\text{m} ; d=0,75\text{m}$$

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

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3,95}{10}; \frac{3,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,35m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{4}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1m.$$

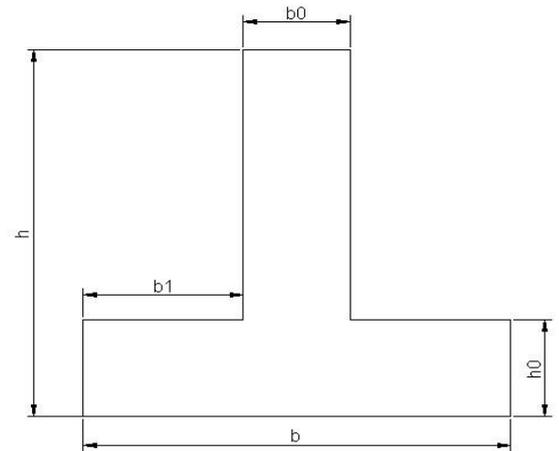


Fig.6.7. Schéma de la nervure

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.6.9. Résultats de ferrailage des nervures.

localisation		M (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadop (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	travée	539,044	21,23	12,38	22,37	4HA20+2HA25
	appui	-539,93	21,23	12,38	22,37	4HA20+2HA25
Y-Y	travée	648,92	26,01	5,5	29,43	6HA25
	appui	-667,693	26,8	5,5	29,43	6HA25

➤ Les Vérifications :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b*d} \leq \tau = \min(0,1ft28; 3MPa)=2,5MPa$$

Tab 6.10. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN.m)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens X-X	856,56	1.14	Vérifiée
Sens Y-Y	974,32	1.29	Vérifiée

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$\Phi_t \leq \min(60 \text{ mm} ; 22,85 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 16 \text{ mm} \rightarrow$ On adopte a un étrier $\Phi 10$.

- Espacement des aciers transversaux

Soit : $A_t = 3,95 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$

$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(76,5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,95 \times 400}{0.4 \times 60} = 65,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 31,9\text{cm}$$

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

- Armatures de Peau : D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 80\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$. On adopt 3HA14 = $4.62\text{cm}^2/\text{face}$.

A. Vérification des contraintes à l'ELS

Tab.6.11. Vérifications des contraintes à L'ELS.

localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \sigma$ (MPa)	Obs
X-X	travée	394,038	0,16	0,01292	4,87	✓	269,9	N.V
	appui	-394,645	0,16	0,01292	4,87	✓	269,9	N.V
Y-Y	travée	474,12	0,2	0,01446	6,55	✓	270,5	N.V
	appui	-487,83	0,2	0,01480	6,58	✓	284,3	N.V

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées d'où la nécessité de renforcer la section d'armatures, on résume le nouveau ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Tab.6.12. Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes.

localisation		A_{adop} (cm^2/ml)	$\sigma_{St} \leq \sigma$ (MPa)	Obs	Choix des barres
X-X	travée	30,81	185,02	✓	5HA25+2HA20
	appui	30,81	185,6	✓	5HA25+2HA20
Y-Y	travée	35,32	200,04	✓	4HA25+5HA20
	appui	37,09	196,166	✓	5HA25+4HA20

Schema de ferrailage :

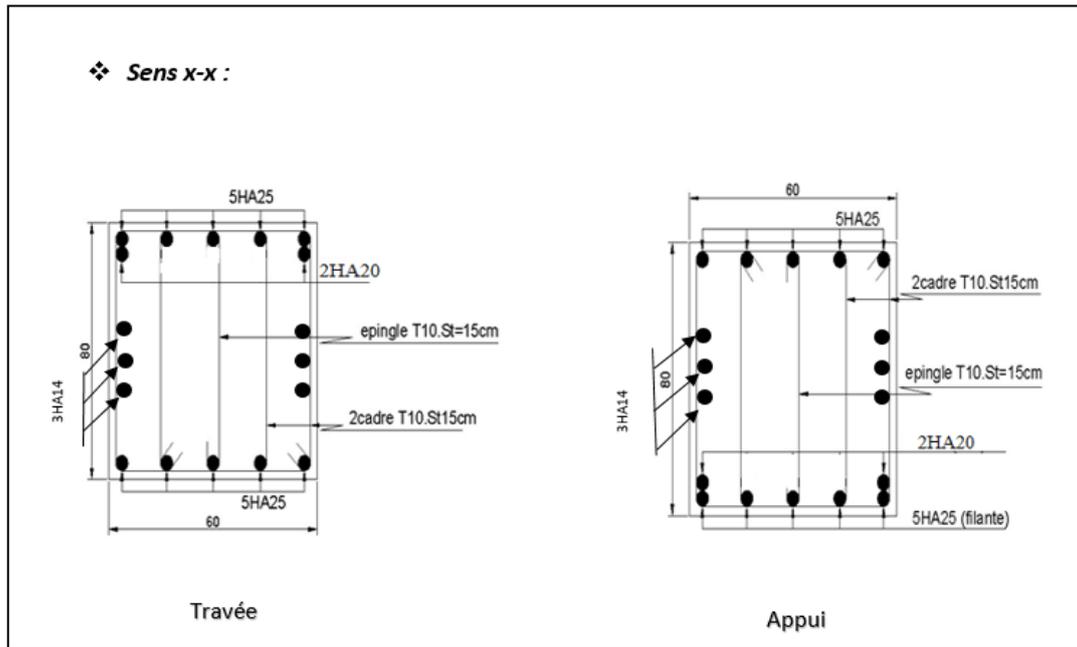


Fig.6.8. Schéma de ferrailage de la nervure selon x

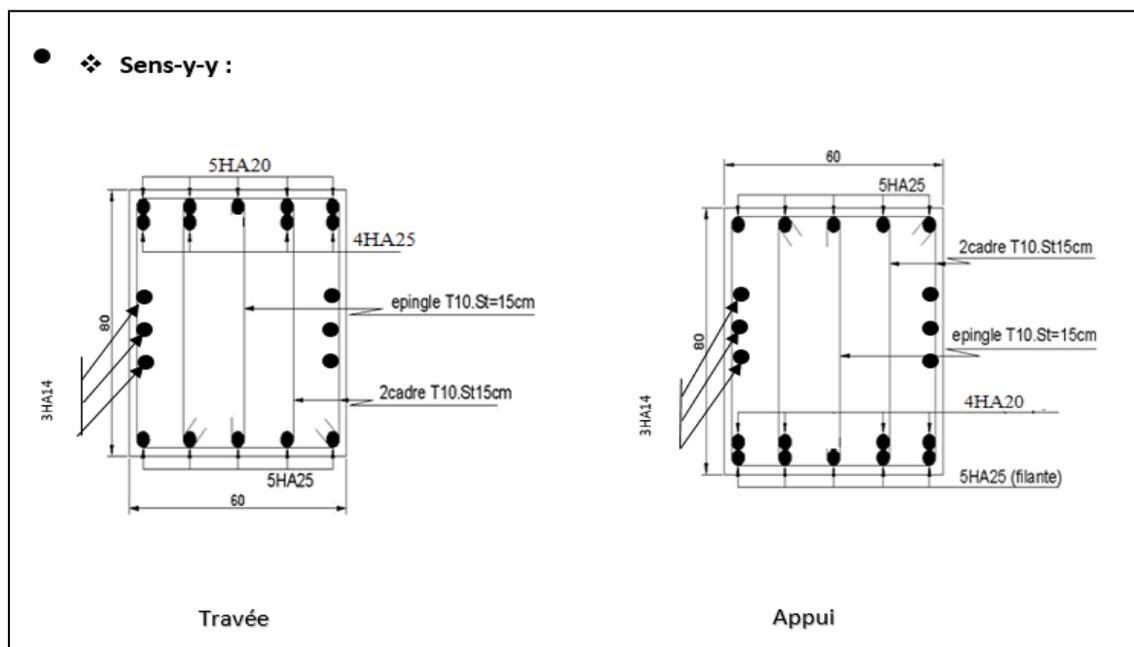


Fig.6.9. Schéma de ferrailage de la nervure selon y

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises au cours de notre cursus d'apprentissage. Il nous a permis de toucher aux différentes difficultés pratiques que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Un point essentiel nous a attiré lors de la réalisation de ce projet, et qui est le choix de la disposition des voiles, plusieurs dispositions ont été testées cela afin d'arriver à une disposition optimale pour un bon comportement de notre structure pour assurer une bonne stabilité.

Concernant les fondations, en utilisant les connaissances déjà acquises et en respectant les règles du RPA 99 v2003, on a opté pour un radier général ce dernier va assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol, et éviter les tassements différentiels.

Pour ce qui est du choix des armatures des différents éléments (secondaires et structuraux), il a été effectué tout en respectant :

- La sécurité, et par cela on veut dire garantir à l'ouvrage une bonne résistance.
- Choix économiques.
- Facilité d'exécution.

Enfin nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'informations utile pour faciliter les études des futures promotions.

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.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe

Annexe 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURESSection 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