RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ YAHIA FARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE DE LA MATIÈRE

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Option: Construction et Matériaux

Thème

Etude d'un batiment administratif en (R+4) à contreventement mixte

Présenté par Mrs:
HANOU Kaddour
SENHADJI Omerane
BENMOUSSA Elyes

Dirigé par:
Mr: Talaiche Zoheir

Promotion : Juin 2016

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir faire.

***Notre promoteur** : **Mr :** TALAICHE Zohir Pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.*

*Nous tenons à remercier **:** le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.*

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

Mes chères et tendres parents,

qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

***A** MON frère et Mes sœurs.*

A toute ma famille sans exception.

*Je remercie mes amis **Omerane** et **Elyes** qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail .*

A Tous mes collègues de la 2emeannée master génie civile.

KADDOUR. . . .

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

Mes chères et tendres parents,

qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

A Mon frère et Ma sœurs.

A toutes les familles : BENMOUSSA

A toutes les familles : Geuhlouze

Mes amies intimes :

Abdelkader ; Riad ;Khireddin ;Addeslem kaid ;Soufiene ;Ayoub; Abdessamie Chamssou ;Imad ;Youcef ;Yahia ;Waeil ;

A mes binôme KADDOUR et OMERANE et ses familles.

A Tous mes collègues de la 2 eme année master génie civile.



ELYES. . .

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

Mes chères et tendres parents,

qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

A Mes frère et Mes sœurs.

A toutes les familles : senhadji

Mes amies intimes : ,

Adel ; Halim ; Billel ; Omar , Abd ghani ; Hamza ;Mohamed ;Abd el kadder ; Riad Walid ; Mahmoud

A mes binôme KADDOUR et ELYES ses familles.

A Tous mes collègues de la 2 eme année master génie civile.

OMERANE. . . .

Résumé

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + أربعة طوابق) ذات استعمال اداري و المقرر بناؤها بالبويرة والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة (IIa).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA99 version 2003).
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93) .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « *SAP2000 V. 17.0* ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage Administrative (RDC+4étages) qui sera implanté à Willaya de Bouirra cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « *SAP2000 V. 17.0* ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (ground+4 stories), with administrative use and that will be implanted in Bouirra, and this region is classified in the zone of moyenne seismicity (IIa).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « *SAP2000 V. 17.0* ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Table des matières

Introduction général: 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :..... 2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:..... 2
I.2.1. Dimensions en élévation :..... 2
I.2.2. Dimension en plan : 2
I.2.3. Données architecturales : 3
I.2.4. Système de contreventement:..... 6
I.2.5. Structure :..... 6
I.3. Caractéristiques des matériaux :..... 7
I.3.1. Béton:..... 7
I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :..... 7
1. *Résistance à la compression « fc_j »:*..... 7
2. *Résistance caractéristique à la traction « ft_j » :*..... 8
3. *Le Module de déformation transversale « G »:*..... 8
4. *Module de déformation longitudinale « E » :*..... 8
5. *Contraintes limites :*..... 9
I.3.2. L'acier : 11
2.1. Types d'acier : 11
2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 11
2.3. Contraintes limites : 11

Chapitre II: Pré dimensionnement et évaluation des charges.

II.1. Introduction :..... 13
II.2. Pré dimensionnement des planchers : 13
II.2.1. Plancher à corps creux : 13
II.2.2. Les dalles pleines: 15
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 15
II.3.1. Maçonnerie : 15
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : 15
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 15
II.3.2. Plancher terrasse : 17
II.3.3. Plancher étage courant : 18
II .3.4.a. dalle pleine de la terrasse : 19
II.3.4.b. dalle pleine de l'étage : 20
II.4. Pré dimensionnement des poutres: 21
II.4.1. Conclusion : 22
II.5.A. pré dimensionnement des poteaux : 23
II.5.A.1. Choi x du poteau le plus sollicité : 23
II.5.A.2. Dimensions des poteaux caree: 24
II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 24
II.5.A.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 25
II.5.A.5. la surface reprise par le poteau : 26
II.5.A.6. Descente des charges: 27
II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 : 29
II.5.9. Vérification aux zones nodales : 30
II.5.B. pré dimensionnement des poteaux circulaire : 31
II.5.B.1. Descente de charge..... 31
II.5.B.2. Détermination et vérificatuon de l'effort normal : 33
II.5.B.2.a. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 33
II.5.B.2.b. Vérification de l'effort normal : 34
II.5.B.2.c.Vérification selon le RPA99v2003 : 34

II.5.B.3. Conclusion: 34
II.5.B.4. Vérification aux zones nodales : 35
II.6.Prédimensionement des voiles..... 35

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :..... 37
III.1.1.Introduction :..... 37
III.1.2. Principe de calcul: 37
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 37
III.1.4. Détermination des efforts: 38
III.1.5. Calcul de ferraillage: 38
III.1.5.a .Etat Limite Ultime: 39
III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service: 40
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: 42
III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme:..... 42
III.2. Planchers à corps creux :..... 43
III.2.1. La dalle de compression:..... 43
III.2.2. Calcul des poutrelles:..... 45
a. Calcul avant coulage:..... 45
b. Après coulage :..... 49
III.2.3. Calcul des charges et surcharges :..... 52
III.2.4.Sollicitations de calcul :..... 53
III.2.5.Récapitulations :..... 58
III.2.6.Ferraillage des poutrelles :..... 58
a. Calcul des armatures longitudinales:..... 59
b. Calcul des armatures transversales:..... 61
III.2.7.Vérifications:..... 62
a) vérification de l'effort tranchant :..... 62
b) vérification au voisinage de l'appui:..... 62
III.3. Calcul des dalles:..... 65
III.3.1. Introduction:..... 65
III.3.2. Méthode de calcul: 65
III.3.2.a.Principe de calcul : 65
III.3.3. Calcul des actions :..... 66
III.3.3.1. Calcul de la dalle: 66
III.3.4. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:..... 67
III.3.4.1. condition non fragilite:..... 68
III.3.4.2. condition non d'espacements..... 68
III.3.4.3. vérification de l'effort tranchant..... 68
III.3.4.3. vérification à ELS..... 69
III.3.4.3. vérification de la fleche..... 69
III.3.4.3. calcul de la fleche..... 70
III.4.Calcul des escaliers:..... 72
III.4.1. Introduction: 72
III.4.2.Terminologie:..... 72
III.4.3.premiere type d'escalier(escalier droit à deux volées) 73
III.4.3.1.Dimensionnement : 73
III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges : 74
A. Charges permanentes: 74
B. Surcharge d'exploitat predimensienement de premier type d'escalier(escalier droit à deux 75

volées .
III.4.3.3. Détermination des sollicitations: 75
III.4.3.4. Détermination des efforts: 76
a. Etat Limite Ultime : 76
b. Etat Limite de service: 76
c. Récapitulation : 77
III.4.4.5. Calcul du ferraillage: 77
a. Armature de répartition: 80
b. Condition d'espacement: 80
c. Vérification de l'effort tranchant: 80
d. Vérification à l'Etat Limite de Service: 80
e. *Vérification de la flèche:* 80
III.4.4.Calcul de la poutre palière: 82
III.4.4.1. Pré dimensionnement: 82
III.4.4.2. Charges revenants à la poutre: 82
III.4.4.3. Calcul des efforts: 82
III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière: 84
III.4.4.5. Vérifications: 84
a. Vérification à ELS : 84
b. RPA 99 Version 2003: 84
c. Vérification de l'effort tranchant: 85
d. Armatures transversales: 85
e. Vérification de la flèche: 85
III.4.5.deixieme type d'escalier (escalier Balance):..... 86
III.4.5. Dimensionnement: 86
III.4.5.2. Evaluation des charges et surcharges : 88
a. Charges permanentes: 88
*b.*Surcharge d'exploitation: 88
III.4.5.3. Détermination des sollicitations: 88
III.4.5.4. Détermination des efforts: 89
a.Etat Limite Ultime : 89
b.Etat Limite de service: 89
récapitulation : 89
III.4.5.6. Calcul du ferraillage: 90
a. Armature de répartition: 91
b.Condition d'espacement: 91
c.Vérification de l'effort tranchant: 91
d.Vérification à l'Etat Limite de Service: 91
e.Vérification de la flèche: 92

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1.Introduction : 94
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 95
IV.2.1.Centre de masse : 95
IV.2.2.Centre de torsion : 96
IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants : 97
A. les poteaux: 97
B. Les refends: 98
B.1. Les refends pleins: 98
B.2. Les refends avec ouvertures: 99

IV.2.3.Excentricité : 101
IV.2.3.A. Excentricité statique : 101
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : 101
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 103
IV.3.1.Introduction : 103
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 103
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 104
IV.3.3.1. Principe : 104
IV.3.3.2.Modélisation : 104
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : 105
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 108
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 109
IV.4.2.vérification de participation massique : 110
IV.4.3. Vérification de la période : 111
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 112
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement : 113
IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 114
IV.4.5.2.Moment de renversement : 117
IV.4.5.3.Moment stabilisant : 118
IV.4.6.Vérification des déplacements : 118
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 120
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit de compression : 121
IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments : 121
IV.5.Conclusion : 122

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction : 124
V.2.Ferraillage des poutres : 124
V.2.1.Introduction : 124
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 125
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 125
V.2.2.b. Armatures transversales : 125
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales: 126
V.2.4.Vérification : 126
❖ Vérification des contraintes à l'E.L.S: 126
❖ Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 : 128
❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 129
V.2.5.Calcul des armatures transversales : 130
V.2.6.Vérification de la flèche : 131
V.3.Ferraillage des poteaux : 132
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales : 133
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 133
❖ Selon le CBA : 133
❖ Selon le RPA 99 version 2003 : 133
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 134
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 134
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 134
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 136
V.3.4.Détermination des armatures transversales : 138
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 : 138
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$: 138
❖ Selon le CBA93 : 138

❖ Selon le RPA99 version 2003 : 138
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles : 140
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales : 140
❖ Selon le CBA93 : 140
❖ Selon le RPA99 version 2003 : 140
❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : 142
V.4. Ferraillage des voiles: 145
V.4.1. Les voiles pleins: 145
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures: 145
V.4.2.a. Les trumeaux: 145
V.4.2.b. Les linteaux:..... 145
V.4.3. Méthode de calcul: 145
V.4.3.a. Recommandations réglementaires: 147
❖ Armatures verticales: 147
❖ Armatures horizontales: 148
❖ Armatures transversales: 149
V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 149
V.4.4. Armatures verticales : 150
V.4.4.a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 150
V.4.4.b. L'espacement: 152
V.4.4.b. vérification des contraintes à l'ELS..... 152
❖ Les armatures transversales : 156
❖ Les armatures horizontales : 156
❖ Calcule Les armatures horizontales : 157
V.4.5.Les voiles avec ouverture : 158
V.4.5.1.les trumeaux : 158
V.4.5.1.a.calcule des armatures verticales des trumeaux 158
V.4.5.1.b.les armatures horizontales des trumeaux 159
V.4.5.2. les linteaux: 159
V.4.5.2.a. Recommandation des règlements: 160
❖ Selon le CBA 93..... 160
❖ Selon le RPA 99..... 160
❖ Ferraillage des linteaux..... 160
V.4.5.2.b. Calcul du ferraillage longitudinal : 162
V.4.7.c. Armatures transversales: 164
V.5.Conclusion..... 165

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :..... 166
VI.2. Reconnaissance du sol: 166
VI.2.1. Nature de la couche de fondation: 166
VI.2.2. Fondation des ouvrages: 166
VI.2.3. Stabilité du site: 166
VI.2.4. Recommandations: 167
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 167
VI.4. Calcul des fondations: 167
VI.4.1. Semelles isolées: 168
VI.4.2.vérification du chauvauchement entre les semelles..... 169
VI.4.2.a.Notion des buldes de pression : 170
VI.4.2.b.Vérification de chevauchment siuvant x..... 170
VI.4.2.c.Vérification de chevauchment siuvant y..... 171
VI.4.3.Vérification des contraintes à l'ELS :..... 174
VI.4.4.calcule ferraillage de la semelle :..... 174

VI.4.4.a.ferraillage à l'ELU :..... 175
VI.4.4.b.ferraillage à l'ELS :..... 175
VI.5.Calcul des semelles filantes..... 176
VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes: 176
VI.5.1.1. Dimensionnement semelles filantes sous voile : 177
VI.5.1.2. Dimensionnement semelles filantes sous poteaux : 177
VI.5.2.Vérification de la contrainte des semelles filantes..... 178
VI.5.2.1.Vérification de la contrainte des semelles filantes sous voiles..... 178
VI.5.2.2.Vérification de la contrainte des semelles filantes sous poteaux..... 178
VI.6.Ferraillage des semelles filantes : 179
VI.6.1Ferraillage Armatures principales : 179
VI.6.2.Ferraillage Armatures de répartitions : 179
VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :..... 180
VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement : 180
VI.7. Poutre de libage : 181
VI.7.1. Dimensionnement 181
VI.7.2.Calcul des moments..... 184
VI.7.3Armatures longitudinales : 184
VI.7.3.1. Calcul à l'ELU..... 184
VI.7.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS..... 185
VI.7.3.3. Armatures de peau..... 185
VI.7.4.Armatures transversales..... 185
VI.8. Le Radier : 186
VI.8.1.Dimensionnement le radier..... 186
VI.8.2.Ferraillage du radier..... 186
VI.8.2.1.Calcul des charge du radier..... 187
VI.8.2.2.vérification de la surface du radier..... 187
VI.8.2.3.Calcul des moments..... 187
VI.8.2.3.a.determination des moments à l' ELU..... 188
VI.8.2.3.b.determination des moments à l' ELS..... 188
VI.8.2.4.Vérification de la contrainte de cisaillement 188
VI.8.3.Nervure..... 189
VI.8.3.1.Dimensionnement 189
VI.8.3.2.Evaluation des charges..... 189
VI.8.3.3.Calcul des moments..... 189
VI.8.2.3.Calcul du ferraillages..... 190
VI.9.Les longrunes : 191
VI.9.1.Recommandation des réglements : 192
VI.9.2.Ferraillage à l'etat limite ultime: 193
- Armature longitudinal : 193

VI.9.3.Vérification des contrainte à l'état limite de service..... 193
VI.9.3. Calcul des armatures transversales : 193
Conclusion général: 195

Liste des figures

Figure.I.1. Façade principale..... 03
Figure.I.2. Plan de R.D.C..... 04
Figure.I.3. Plan d'étage courant..... 05
Figure.I.4. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton..... 10
Figure.I.5. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton..... 10
Figure.I.6. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers..... 12
Figure.II.1. Schéma du plancher..... 14
Figure.II.2. Dimensions du corps creux..... 14
Figure.II.3. Mur simple cloison..... 16
Figure.II.4. Mur double cloison..... 16
Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse..... 17
Figure.II.6.Constituant d'un plancher étagecourant..... 18
Figure.II.7. Dalle pleine de la terrasse..... 19
Figure.II.8. Dalle pleine de l'étage..... 20
Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre..... 21
Figure.II.10. Le poteau le plus sollicité..... 23
Figure.II.11. Section réduite du poteau..... 25
Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité..... 26
Figure.II.13. représentation du poteaux circulaire le plus solicité..... 31
Figure.II.14. coupe de voile en plan (gauche)voile en 3D..... 36

Figure.III.01. L'acrotère..... 37
Figure III.02. section du B.A a l' ELU..... 39
Figure III.03. ferraillage de l'acrotére 43
Figure.III.04. Disposition des armatures de la table de compression..... 44
Figure.III.05. Schéma statique de la poutrelle..... 45
Figure.III.06. Choix de disposition des étaiements..... 46
Figure.III.07. Travée avec un seul étai au milieu..... 47
Figure.III.08. Travée avec deux étais espacés de 1,33 m..... 47
Figure.III.09. Travée avec trois étais espacés de 1,00 m..... 48
Figure.III.10. Schéma statique de la poutrelle..... 49
Figure.III.11. moment en traveé et en appui de méthode forfaitaire..... 51
Figure.III.12. section de beton des poutrelles..... 52
Figure.III.13. Ferraillage des poutrelles..... 57
Figure.III.14. dalle pleine triangulaire..... 58
Figure.III.15. efforts dans la dalle 60
Figure.III.16. ferraillage de la dalle pleine triangulaire..... 65
Figure.III.17. Représentation d'un escalier..... 66
Figure.III.18. Vue en trévère et en plan de l'escalier..... 67
Figure.III.19. Dimensions de l'escalier..... 67
Figure.III.20. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U..... 70
Figure.III.21. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S..... 70
Figure.III.22. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U..... 76
Figure.III.23. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.S..... 76
Figure.III.24. Ferraillage de la poutre palière..... 80
Figure.III.25. Dimensions de l'escalier balancé..... 80
Figure.III.26. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U..... 83
Figure.III.27. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S..... 83

Figure.IV.01. vue de la structure en 3D ……..
Figure.IV.01. Disposition des voiles…….. 89
Figure.IV.03. types des poteaux…….. 91
Figure.IV.04. voile plein …… 92
Figure.IV.05. voile avec un seul ouverture ……..…….. 93
Figure.IV.06. voile avec une file d' ouverture (chargement triangulaire)……..…… 94
Figure.IV.07. excentricité theorique et accidentelles…….. 97
Figure.IV.08. plancher rigide……..……. 99
Figure.IV.09. Spectres de réponse..... 103
Figure.IV.10. Le comportement des trois premiers modes..... 104
Figure.IV.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 108
Figure.IV.12. Distribution des forces sismiques..... 109
Figure.IV.13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 110
Figure.IV.14. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 111

Figure.V.01. disposition des armatures longitudinales des poutres..... 123
Figure.V.02. Ferraillages des poutres principales..... 126
Figure.V.03. Ferraillages des poutres secondaires..... 126
Figure.V.04. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 127
Figure.V.05. Disposition des armatures pour les poteaux..... 136
Figure.V.06. Ferraillage des poteaux des étages , 4, 3ème étage..... 137
Figure.V.07. Ferraillage des poteaux des étages 1^{ere}, et 2èmeétage..... 137
Figure.V.08. Ferraillage des poteaux des étages RDC……..…… 137
Figure.V.09. Ferraillage des poteaux circulaires de1^{ere} étages……..…… 138
Figure.V.10. Ferraillage des poteaux circulaires de RDC……..…… 138
Figure.V.11. Diagramme des contraintes (SPC)..... 140
Figure.V.12. Diagramme des contraintes (SET)..... 141
Figure.V.13. Diagramme des contraintes (SEC)..... 141
Figure.V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 144
Figure.V.15. Les armatures transversales et les épingles……..... 149
Figure.V.16. La zone de recouvrement des voiles..... 149
Figure.V.17. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau..... 155
Figure.V.18. Armatures de linteaux..... 156
Figure.V.19. Section du linteau..... 156

Figure.VI.01. Semelle isolée sous poteau..... 162
Figure.VI.02. Les bulles de pression..... 164
Figure.VI.03. La proposition final des semelles ……..…… 165
Figure.VI.4. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau. 166
Figure.VI.04. Schémas d'une Semelle filante sous voile 168
Figure.VI.05. Schéma d'une semelle filante sous poteaux..... 169
Figure.VI.06.armatures de peau…… 179
Figure.VI.07. Schémas d'un radier nervuré……..…….. 187
Figure.VI.08. Ferraillage de la longrine..... 194

Liste des tableaux

Tableau.I.1. La résistance fcj du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.....08
Tableau.I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.....11
Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur.....15
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur.....16
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.....17
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage 18
Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse.....19
Tableau.II.6. Charge permanente due a la dalle pleine d'etage.....20
Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poutres.....22
Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poteaux.....24
Tableau.II.9. détermination de la longeur de flambement.....25
Tableau.II.10. Calcule de $\overline{N}$.....26
Tableau.II.11. tableau des charges permanente.....27
Tableau.II.12. déermination des charges d'exploitation.....27
Tableau.II.13. Vérifications du ($1,1Nu \leq \overline{Nu}$).....29
Tableau.II.14. Vérifications de coffrage des poteaux.....29
Tableau.II.15. Vérification aux zones nodales.....30
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.....37
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.....38
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.....38
Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.....45
Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.....46
Tableau.III.6. Récapitulations des efforts internes.....52
Tableau.III.7. calcul et vérification des armatures.....53
Tableau.III.8. ferraillages longitudinaux des poutrelles 54
Tableau.III.9. les armatures transversales et l'espacement des poutrelles 54
Tableau.III.11. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.....56
Tableau.III.12. détermination des chargement.....60
Tableau.III.13. Ferraillage de la dalle pleine.....61
Tableau.III.14. calcul des sections de la dalle pleine.....62
T**ableau.III.15.** Calcul de la fléche de l dalle triangulaire suivant .Lx.....64
T**ableau.III.16.**Calcul de la fléche de l dalle triangulaire suivant Ly.....65
Tableau.III.17. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 68
Tableau.III.18. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....69
Tableau.III.19. Combinaison des charges de l'escalier.....69
Tableau.III.20. Récapitulation des résultats.....71
Tableau.III.21. Les données.....71
Tableau.III.22. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....71
Tableau.III.23. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.....73
Tableau.III.24. Valeur de la flèche.....74
Tableau.III.25. Efforts de la poutre palière.....76
Tableau.III.26. Ferraillage de la poutre palière.....77
Tableau.III.27. Vérification des contraintes à l'état limite de service. 77
Tableau.III.28.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière. 78
Tableau.III.29. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier balancé..... .82
Tableau.III.30. Combinaison des charges de l'escalier.....82
Tableau.III.31. Récapitulation des résultats.....84
Tableau.III.32. Les données.....84
Tableau.III.33. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....84
Tableau.III.34. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.....86
Tableau.III.35. Valeur de la flèche.....87
Tableau.IV.15. Calcul du moment stabilisant.....112
Tableau.IV.16. Vérification de stabilisation.....112
Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens X.....113
Tableau.IV.18. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.....113
Tableau.IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens X.....114
Tableau IV.20. Vérification l'effet P-Δ sens Y.....114

Tableau IV.21. Vérification de l'efort normal réduit poteaux carrés.....115
Tableau IV.22. Vérification de l'efort normal réduit poteaux ciculaire.....115
Tableau IV.23. Vérification de cisaillement des poutres 116
Tableau IV.24. Vérification de cisaillement des poteaux.....116
Tableau IV.25. dimentions finale des poutres.....117
Tableau IV.26. dimentions finale des poteaux.....117
Tableau.V.1. Les données de calcul.....118
Tableau.V.2. Section des armatures longitudinales des poutprincipales (porteuse) 120
Tableau.V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.....120
Tableau.V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.....121
Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.....121
Tableau.V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 122
Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.....122
Tableau.V.8. Calcul de $\bar{\tau}u$.....123
Tableau.V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....124
Tableau.V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....124
Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 125
Tableau.V.12.Vérification de la flèche des poutres.....125
Tableau.V.13.Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.....130
Tableau.V.14.Vérification des armatures à ELS des poteaux.....132
Tableau.V.15.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....134
Tableau.V.16. Les armatures transversales et leurs espacements.....135
Tableau.V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.....136
Tableau.V.18. Les données de calcul.....144
Tableau.V.19. Les voiles pleines (sens-X) , L=4.00m.....144
Tableau.V.20. Les voiles pleines (sens-X) ; L=3.30m.....145
Tableau.V.21. Les voiles pleines (sens-X) L=3.60m.....145
Tableau.V.21. Les voiles pleines (sens-X) L=3.60m.....145
Tableau.VI.1. Semelles isolés. 169
Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.....170
Tableau.VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y.....171
Tableau.VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées 172
Tableau.VI.5. Calcule ferraillage à L'ELU des semelles isolées.....173
Tableau.VI.6. Calcule ferraillage à l'ELS des semelles isolées.....173
Tableau.VI.7. Les armature des semelles isolée.....174
Tableau.VI.8.dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS.....176
Tableau.VI.9.dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.....176
Tableau.VI.10.vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile.....177
Tableau.VI.11.vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteau.....177
Tableau.VI.12. Armatures principales des semelles filantes sous voile.....178
Tableau.VI.13. Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.....179
Tableau.VI.14. Armatures de répartition de la semelle filante.....179
Tableau.VI.15.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes sous voile.....180
Tableau.VI.16.Vérification de la stabilité au renversement.....181
Tableau.VI.17. Dimensionnement de la poutre de libage.....182
Tableau.VI.18.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....182
Tableau.VI.19.Détermination des moments de la poutre de libage.....183
Tableau.VI.20. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....184
Tableau.VI.21.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....184
Tableau.VI.22. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....185
Tableau .VI.23. calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier.....188
Tableau VI.24.Vérification des armatures du radier à l'ELS.....188
Tableau VI.25. Calcul des armatures longitudinales de la nervure.....190
Tableau .VI.26.Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS.....190
Tableau.V.27. Les données de calcul.....192
Tableau.VI.28. Ferraillage longitudinal des longrines.....193
Tableau.VI.29.Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.....193
Tableau.VI.30.calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.....194

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure du bloc situé au ***Centre de la Wilaya de Bouirra***, le bloc à usage d'Administratif constitué d'un rez-de-chaussée plus 4 étages .

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures **« *SAP2000.v.17*»**, on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.



Description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+4) à usage Administratif.

Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Bouirra, région classée par le règlement parasismique Algérien « ***RPA 99 VERSION 2003*** » comme une zone de moyenne sismicité « ***zoneIIa*** **»,**groupe d'usage«**2»** dans un site classé comme sol de nature argile, faiblement sableuse à argileuse.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur de rez - de -chausser……..3,40m.
- La hauteur de l'étage courant …….3,40m.
- La hauteur totale du bâtiment est de .....17m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente une dé symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme **U** de longueur **L**et une largeur ***ℓ.***

Avec :

- **Lx** = 35,44m.
- **Ly** = 23,60 m.

I.2.3. Données architecturales :

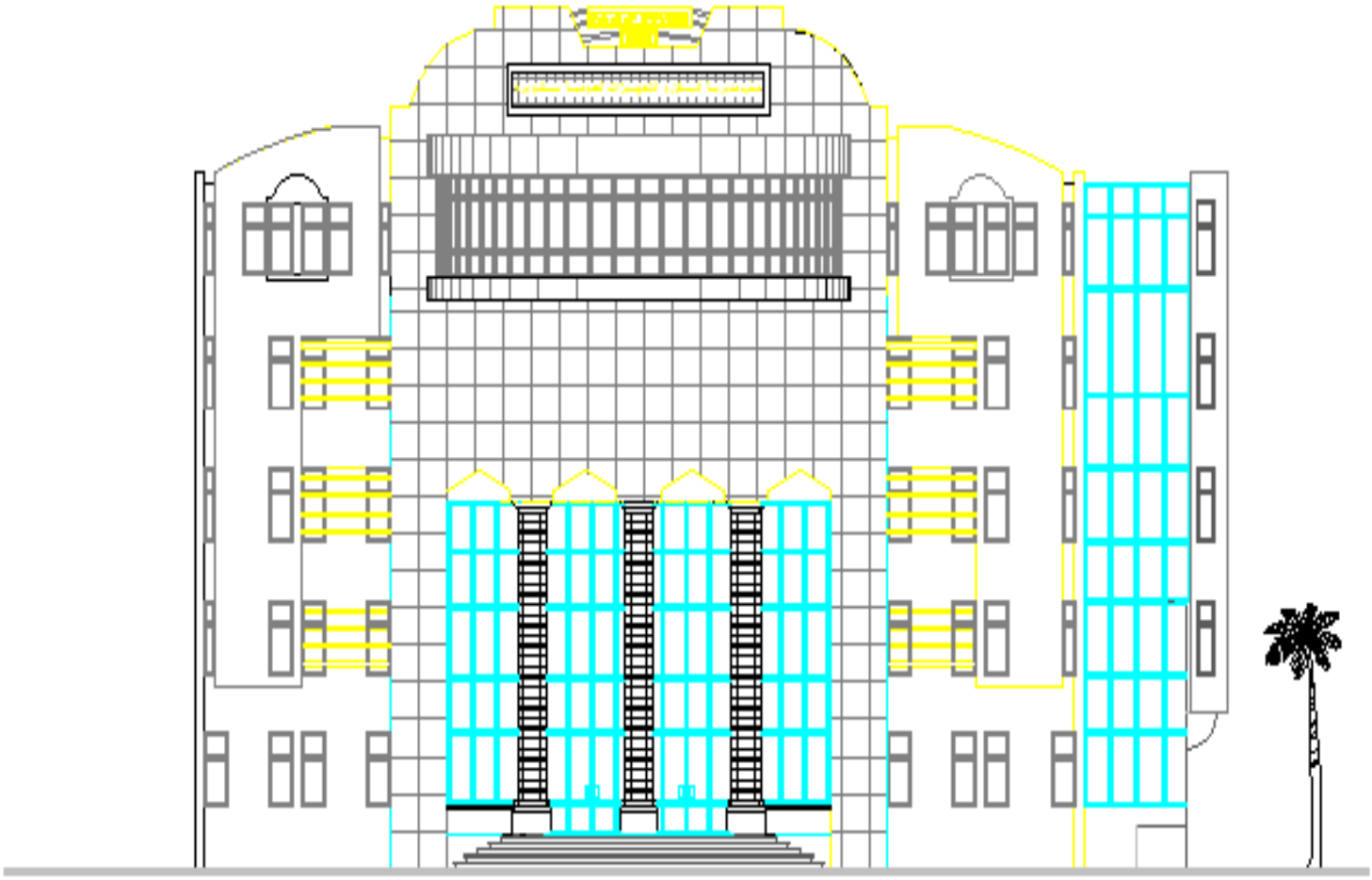


Figure.I.1.*Façade principale.*

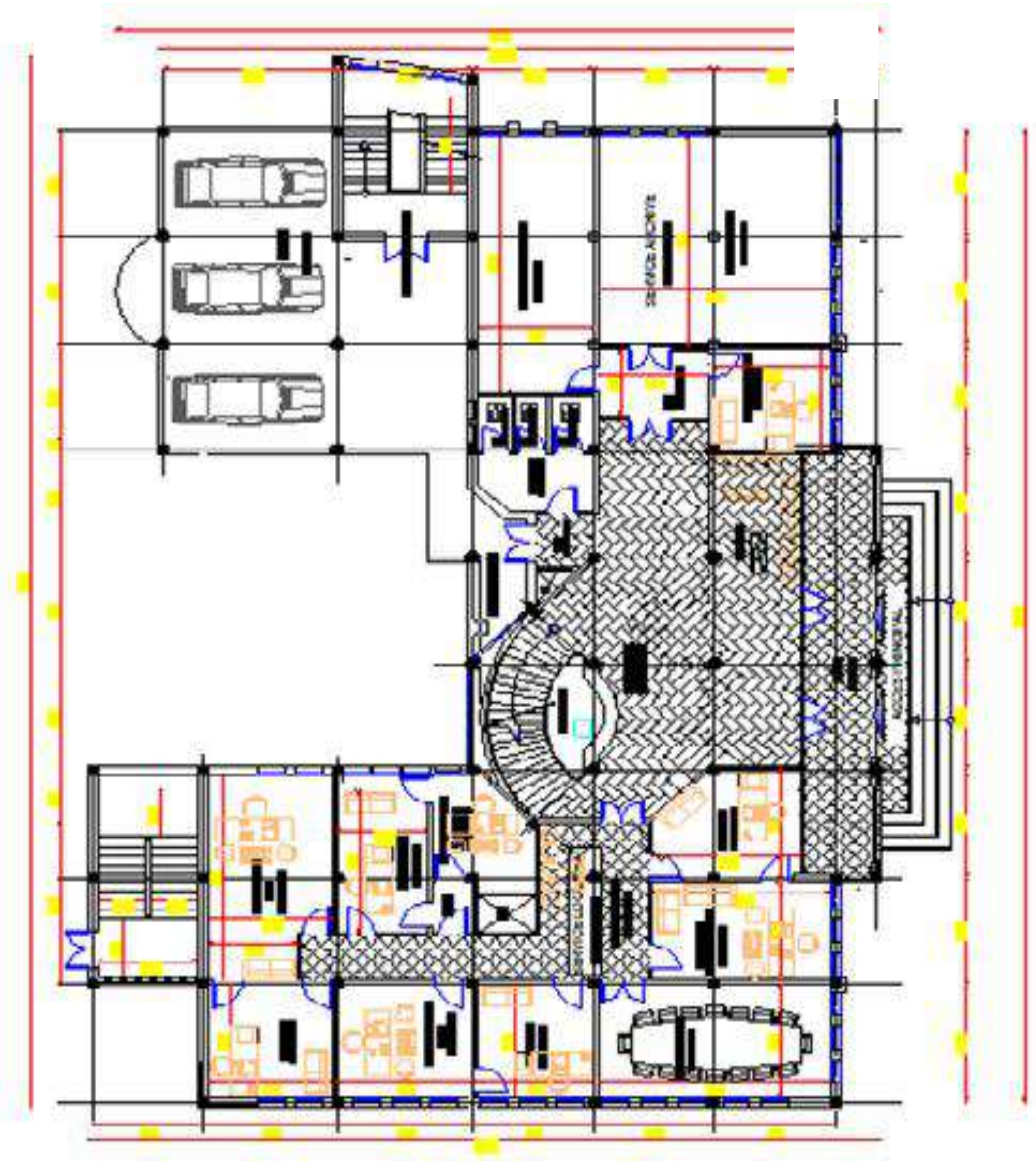


Figure.I.2.*Plan de R.D.C.*



Figure.I.3.*Plan d'étage courant.*

I.2.4.Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 17m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.5. Structure :

Notre bâtiment comporteles éléments suivants :

- ***Planchers :***

Ce sontles éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour le (***R.D.C***) et les étages courants;

b. Planches à dalle pleine pour les consols et les dalles des escaliers.

- ***Acrotère :***

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

- ***Maçonnerie :***

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- ***Les murs Extérieurs :***ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (e_p total = 25 cm).
- ***Les murs Intérieurs :***constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- ***Escaliers :***

Pour notre bâtiment on a deuxtype d'escalier :

- Un escalier de (02) volées.
- Un escalier Balancé.

- ***Revêtements :***

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

- ***Infrastructure:***

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurantl'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet ,les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.3.Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton:

Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m^{2,}donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Et une résistance à la traction f_{t28}=2,1 MPa

La composition d'un mètre cube (**1m^3**) de béton est :

- Ciment (classe 42,5 MPa) **350Kg.**
- Sable (0/5) **400Kg.**
- Gravier (15/25) **800Kg.**
- Eau de gâchage **175ℓ.**

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « fc_j » :

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28}$ Si f_{cj}<40 MPa (Selon BAEL91).
- $f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28}$ Si f_{cj}>40 MPA (Selon BAEL91).

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Tableau.I.1.*La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90*

fc_{28} (MPA)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPA)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPA)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPA)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

Le cas de notre construction fc_{28} égale à 25 MPA.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par f_{tj}est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6+0,06 f_{cj} (f_{t28}**=2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal ***G***est donnée par la formule suivante :

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

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0{,}2\ à\ l'ELS. \\ 1{,}15\ à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation **E_{ij}** du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{I28}=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721,40 MPa.

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. *Contraintes limites :*

5.1.Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 MPa) Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2,5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 MPa) Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3,25 MPa.

5.2.Contraintedéformation:

- ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficien\ t\ de\ sécurité \begin{cases} 1,5\ situation\ durable. \\ 1,15\ situation\ accidentel\ le. \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- ***Contraint limite à l'ELS :***

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.fc_{28}(σ_{bc} =15MPa)

5.3. Diagramme contrainte- déformation($\sigma = f_{(\xi)}$):

❖ ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

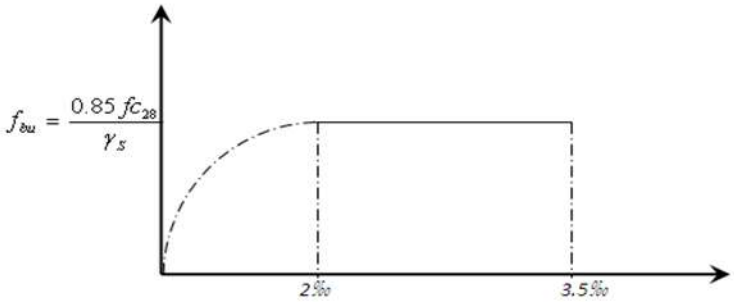


Figure.I.4. *Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.*

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.
- f_{bu}:Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc}: Déformation du béton en compression.

❖ ***Diagramme Rectangulaire :***

- ***Cas d'emploi*** *:*

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par lafigure .I.8.

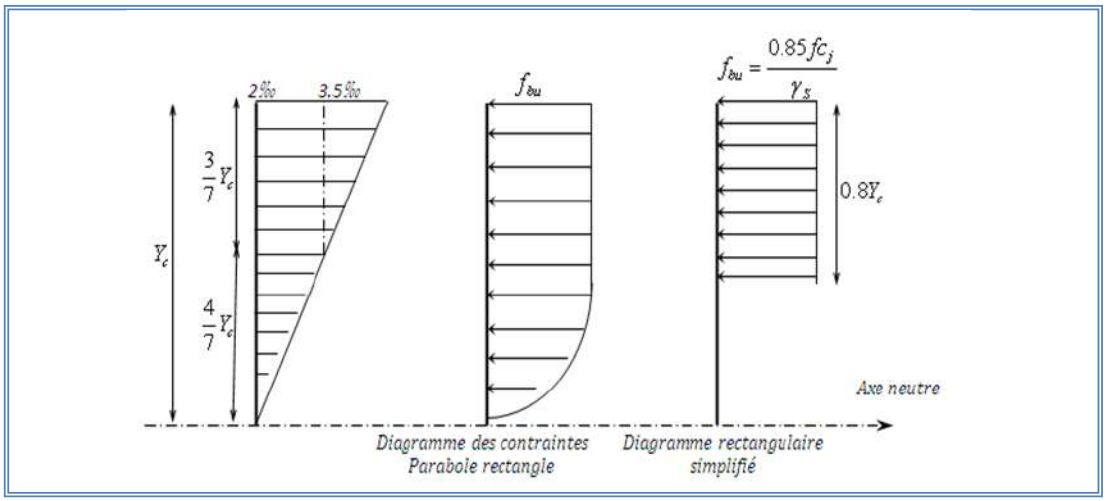


Figure.I.5.*Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.*

I.3.2. L'acier :

2.1.Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.I.2.*Caractéristiques mécanique des aciers.*

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé $E_s=2.10^5$MPa

2.3.Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**
  - ***Diagramme contraintes- déformations :***

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

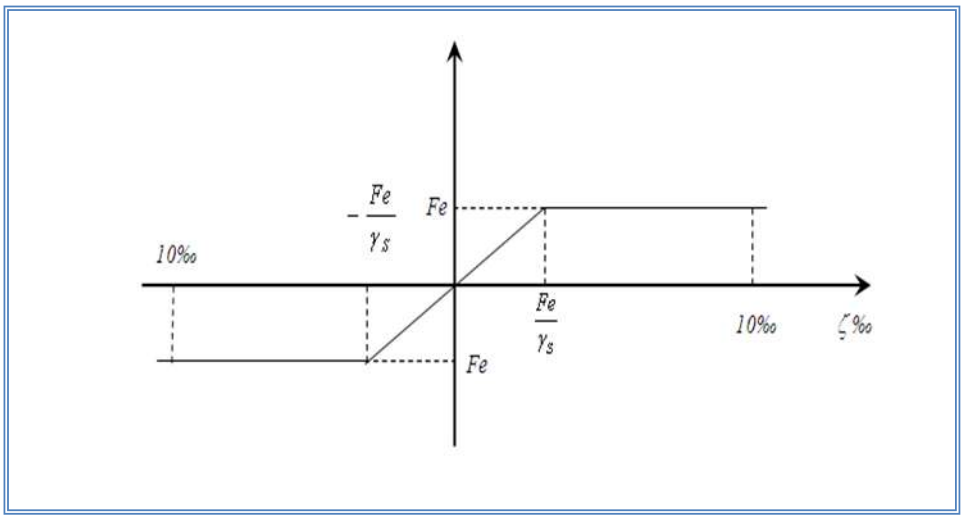


Figure.I.6.*Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.*

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s : *coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ situation accidentel le.} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois casengendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\ [2\ f\ /\ 3;110.\sqrt{\eta.\ f_{tj}}]$[MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min[f/\ 2;90.\sqrt{\eta.\ f_{tj}}]$[MPa]

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1{,}60 \text{ pour les armatures à haute adhérance.} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancherest constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

- $\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 3,70 m

- $\frac{370}{20} \geq h_t \geq \frac{370}{25}$ $\Rightarrow 18{,}5 \text{ cm} \geq ht \geq 14{,}8 \text{ cm}.$
- et $h_t \geq \frac{370}{22{,}5}$ $\Rightarrow ht \geq 16{,}44 \text{ cm}.$

On choisit : **ht = 20 cm** on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(16+4)**

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

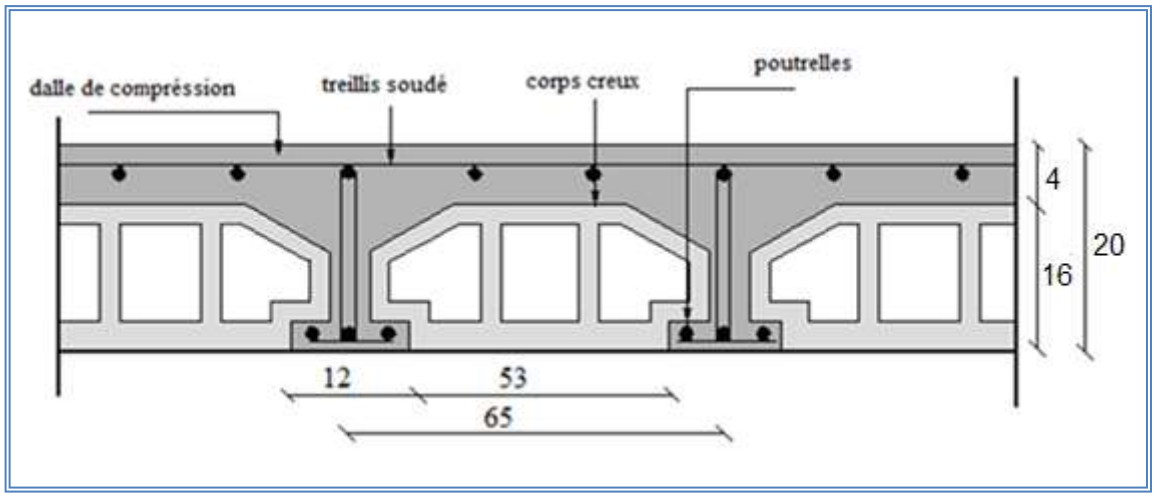


Figure.II.1.*Schéma du plancher.*

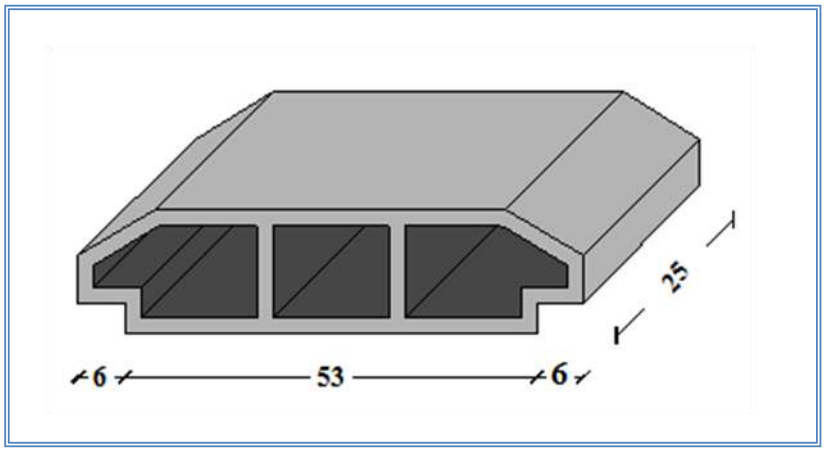


Figure.II.2.*Dimensions du corps creux.*

II.2.2.Les dalles pleines:

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

- ***Critère de résistance:***

  - Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

  - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

  L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

  $(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$; L = 4.00 m → 8,89cm ≤ep≤10 cm

- ***Sécurité contre l'incendie*:**

  e_p= 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

  e_p = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- ***Critère d'isolation acoustique:***

  e_p = 15 cm.

- ***Condition de la flèche:***

  - Si L ≤ 5 m⇒$f \leq$ L/500
  - Si L> 5m ⇒$f \leq$ (L/1000) + 0,5 cm

- ***Conclusion:***

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de **15 cm**.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1. *charge permanente du mur intérieur.*

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2. *charge permanente du mur extérieur.*

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			Total	2,36

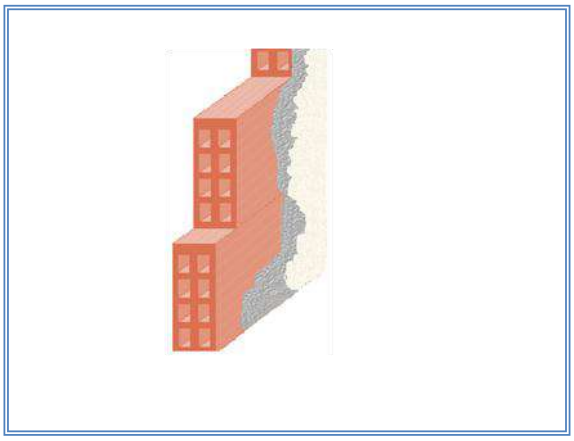


Figure.II.3*.Mur simple cloison.*

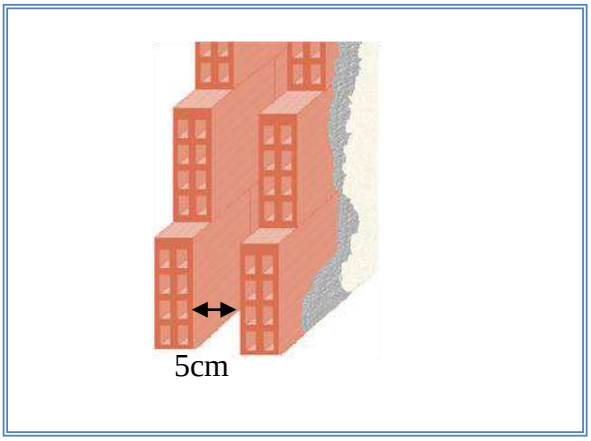


Figure.II.4*. Mur double cloison.*

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau.II.3. *Charge permanente du plancher terrasse.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		Total	6,60

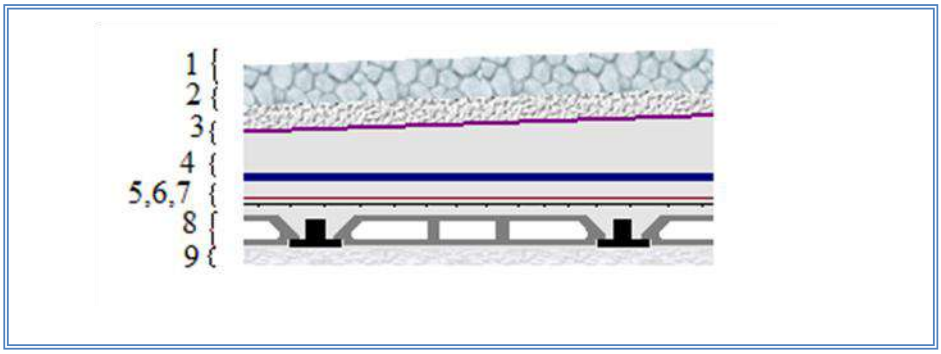


Figure.II.5*.Constituant d'un plancher terrasse.*

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. *Charge permanente du plancher étage.*

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16 + 4)	0,21	2,80
-6-	Enduit en ciment	0,02	0,20
		Total	G = 6,00

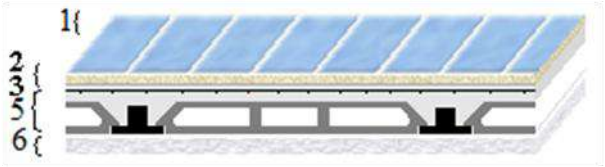


Figure.II.6*.Constituant d'un plancher*

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'administrative :**Q=2,5KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine de la terrasse :

II .3.4.a. Charges permanentes :

Tableau.II.5. *Charge permanente due aux dalles pleines de la terrasse.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,30
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
		Total	G = 7,26

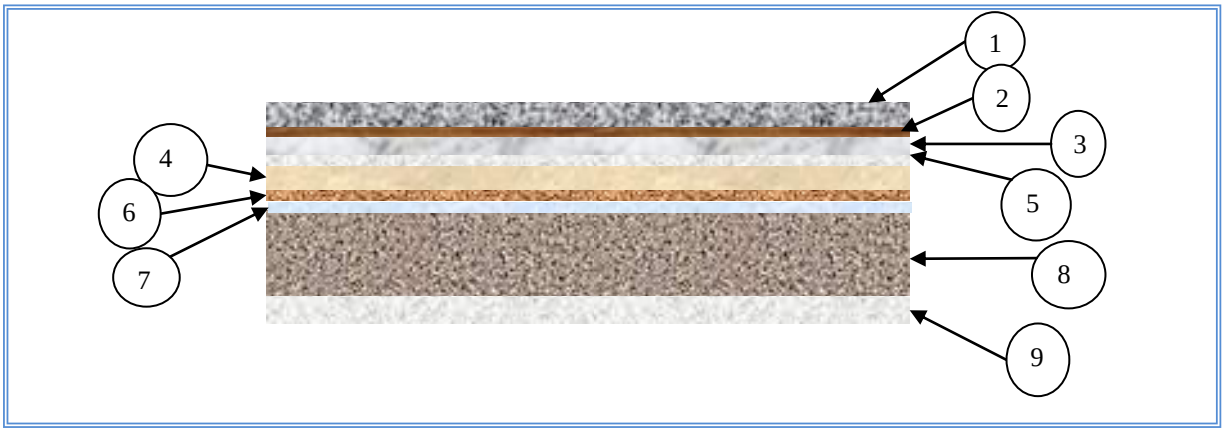


Figure.II.7.*Composants d'une dalle pleine de la terrasse.*

II .3.4.b. charges d'exploitation : Q = 1 KN/m^2.

II.3.5.Dalle pleine de l'étage :

II .3.5.a. Charges permanentes :

Tableau.II.6. *Charge permanente due à la dalle pleine d'étage.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49



Figure.II.8.*Composants d'un balcon de l'étage.*

II .3.5.b. charges d'exploitation : Q = 2.5 KN/m².

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

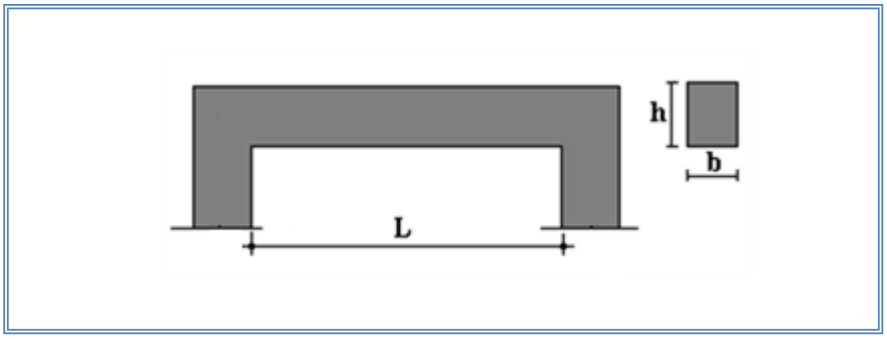


Figure.II.9.*Dimensionnement de la poutre.*

Ou :

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutresest donnépar les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

Tableau.II.7. *pré dimensionnement des poutres.*

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4,90 m ⇒35,67 cm ≤ h ≤ 49cm on adopte h = 45 cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.00 m ⇒34 cm ≤ h ≤40cm on adopte h = 35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.50 ≤ 4	h=35cm≥30cm b=30 cm ≥ 20cm h/b=1.17≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.082) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0875) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 45 cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

II.4.1. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×45) et (30×35) cm^2 respectivement.

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

II.5.A.1. Choix du poteau le plus sollicité :

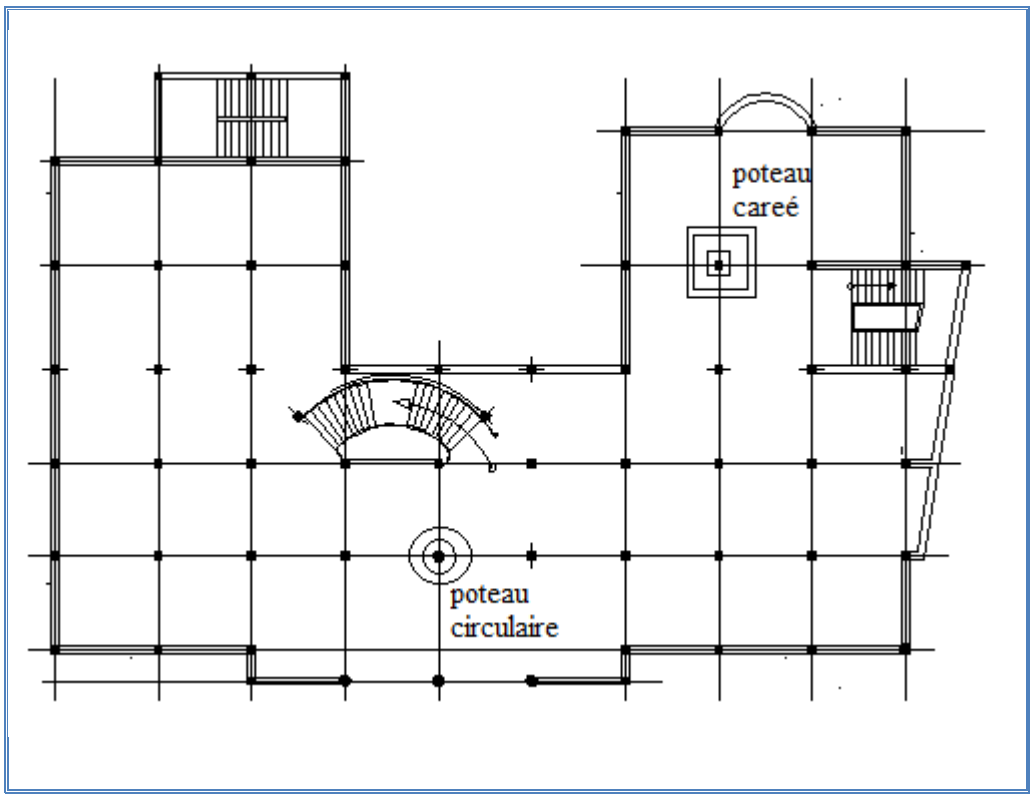


***Figure.II.10**.Le poteau le plus sollicité.*

II.5. A. Prédimensionnement des poteaux carrés:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des chargespermanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.A.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm$: *zone IIa*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.8. *Pré dimensionnement des poteaux.*

Niveau d'étage		4ème	3ème	2ème	1ème	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	35	40
	b (cm)	30	30	35	35	40

II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- ❖ $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Avec : L_0 =3.40 m :est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

Tableau.II.9. *Détermination de la longueur de flambement.*

L'Etage	Section	Lf= (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
4eme étage	0.30x0.30	2,38	0,09	26,44
3emeétage	0.30x0.30	2,38	0,09	26,44
2emeétage	0.35x0.35	2,38	0,10	23,80
1er étage	0.35x0.35	2,38	0,10	23,80
RDC	0.40x0.40	2,38	0,12	19,83

II.5.A.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; avec : ***Br***= (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ pour} \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ (section rectangulaire)}$$

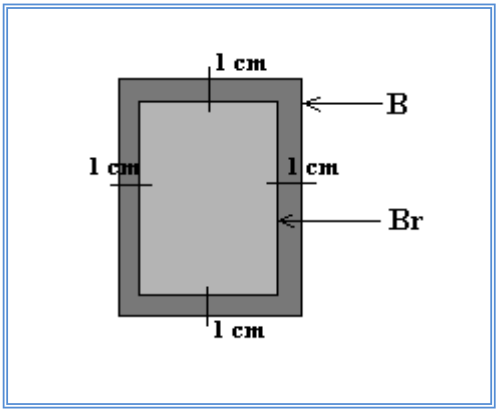


Figure.II.11.Section réduite du poteau.

Tableau.II.10.*Calcule de* $\overline{N}$.

Etage	dimension	λ	Br (mm²)	As (mm²)	α	$\overline{N}$ (kN)
le 4eme étage	30x30	27,48	78400	90	0,76	1122,30
le 3eme étage	30x30	27,48	78400	90	0,76	1122,30
le 2eme étage	35x35	23,56	108900	123	0,78	1604,98
le 1er étage	35x35	23,56	108900	123	0,78	1604,98
RDC	40x40	20,61	144400	160	0,79	2169,77

II.5.A.5. la surface reprise par le poteau :

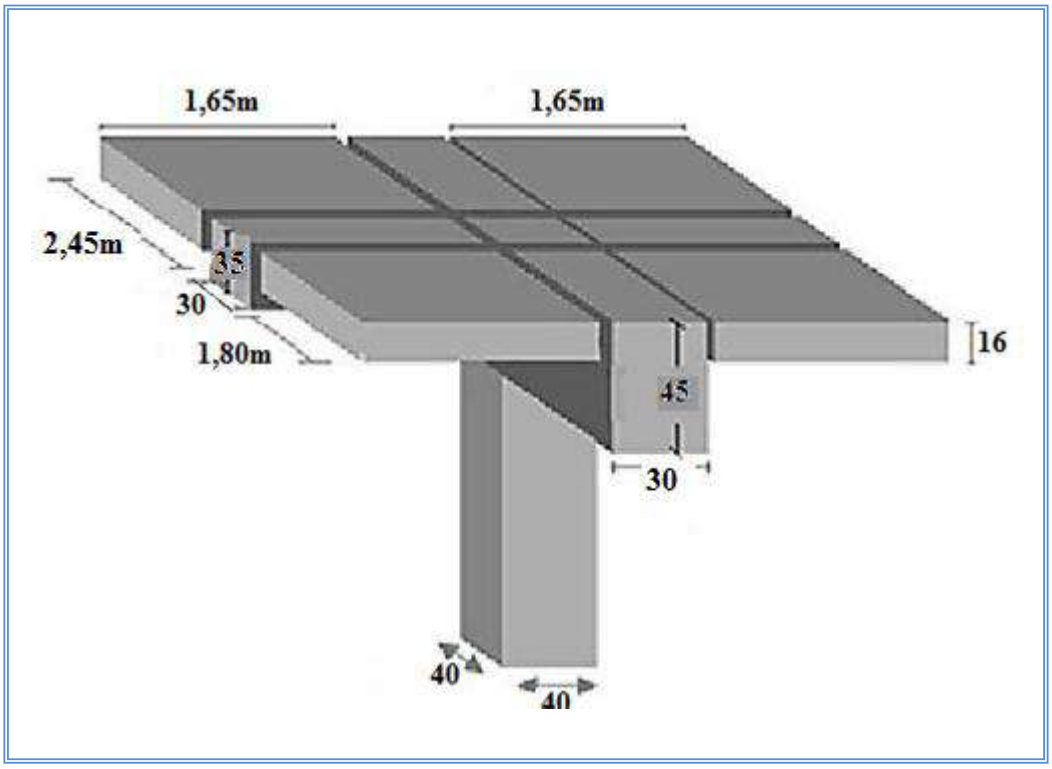


Figure.II.12.*Représentation du poteau le plus sollicité.*

- Surface du plancher revenant au poteau:

  S_p=(3,60-0,30) x (4,55-0,30) $\Rightarrow$ **S_p=14,03m^2**

- Surface totale:

S_t=3,60 x4,55 $\Longrightarrow$ **St=16,38m^2**

II.5.A.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.A.6.a. Charges Permanente:

Tableau.II.11. *Tableau des charges permanentes.*

Etage	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
le 4eme étage	92,57	7,65	15,36	9,45	125,02	125,02
le 3eme étage	84,15	7,65	15,36	9,45	116,61	241,63
le 2eme étage	84,15	10,41	15,36	9,45	119,37	361,00
le 1er étage	84,15	10,41	15,36	9,45	119,37	480,37
RDC	84,15	13,60	15,36	9,45	122,56	602,92

II.5.A.6.b.Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- *n*:Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher $3^{ème}$ étage : Q_0+Q_1

Plancher $2^{ème}$ étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher $1^{ème}$ étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher du RDC : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Tableau.II.12. *Détermination des charges d'exploitations.*

Etage	q(KN/m²)	Q (KN)		n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}(kN)
le 4eme étage	1	Q0=	16,38	0	/	16,38
le 3eme étage	2,5	Q1=	40,95	1	1	57,33
le 2eme étage	2,5	Q2=	40,95	2	0,95	94,19
le 1ere étage	2,5	Q3=	40,95	3	0,90	126,95
RDC	2,5	Q4=	40,95	4	0,85	155,61

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ [1]

II.5.A.6.c. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau.II.13. *Vérifications du*(1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

Etage	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(kN)	N_U (kN)	1,1N_U (kN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$(KN)
le 4eme étage	125,02	16,38	193,35	212,68	1122,30	Oui
le 3eme étage	241,63	57,33	412,19	453,41	1122,30	Oui
le 2eme étage	361,00	94,19	628,62	691,48	1604,98	Oui
le 1ere étage	480,37	126,95	838,91	922,80	1604,98	Oui
RDC	602,92	155,61	1047,36	1152,09	2169,77	Oui

II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.14. *Vérifications du coffrage des poteaux.*

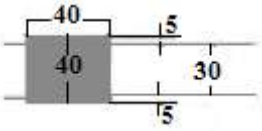
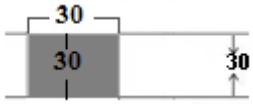
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 25 cm	**Oui**
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (3,40 –0,30)/20=15,25cm	**Oui**
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	1/4 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	**Oui**

II.5.A.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau.II.15.Vérification aux zones nodales.

	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

II.5. A.9. Conclusion :

Section des poteaux $(b \times h)cm^2$	***Niveau***
(30×30)	3 ; 4
(35×35)	1 ; 2
(40×40)	RDC

II.5. B. Prédimensionnement des poteaux circulaires :

❖ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux circulaires :

$D \geq 30cm$: *zone IIa*

$D \geq h_e/15$

II.5. B.1. Descente de charge:

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par le poteau le plus sollicité, et on adopte:

- Un diamètre de **(40)** cm pour le **RDC** .
- Un diamètre de **(35)** cm pour le **1er étage.**

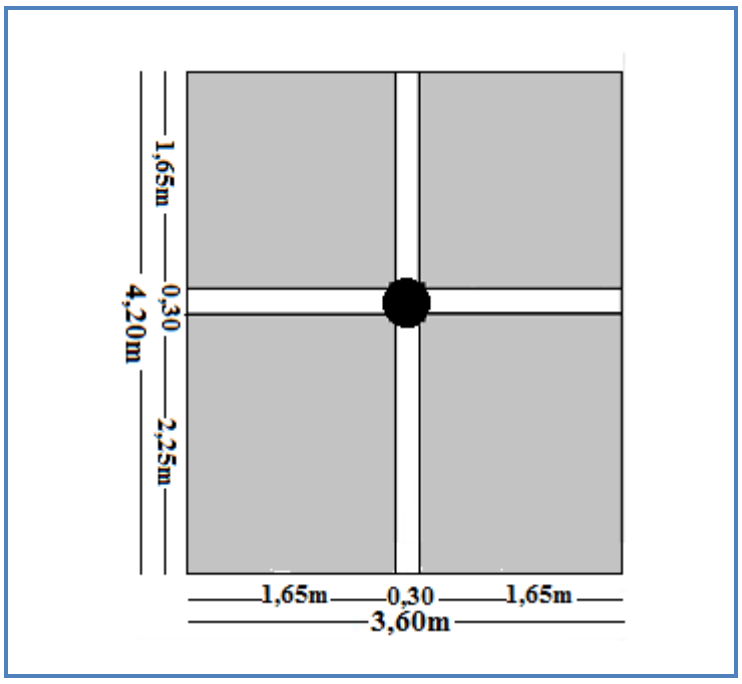


Figure.II.13. *Représentation du poteau circulaire le plus sollicité.*

A - Charges permanente :

$S_t = 4{,}2 \times 3{,}60 = 15{,}12\ m^2$

$Sp = (1{,}65+2{,}25) + (1{,}65+1{,}65) = 12{,}87 m^2$

Tableau.II.16. *Tableau des charges permanentes revenant au poteau circulaire le plus sollicité.*

Etage	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
le 1er étage	84.94	7,332	14,175	9,450	115,899	115,899
RDC	77,22	9,577	14,157	9,450	110,422	226,321

B-Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, ……, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

  Plancher terrasse : Q_0

  Plancher RDC: Q_0+Q_1

Tableau.II.17. *Détermination des charges d'exploitations.*

Etage	q(KN/m²)	Q (KN)		n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}(kN)
le 1ere étage	1	Q0=	15.12	0	/	15,12
RDC	2,5	Q1=	37.80	1	1	52,92

II.5. B.2. Détermination et vérification de l'effort normal:

II.5. B.2.a-Détermination de $\overline{N}_u$:

Tableau II.18: *Détermination de* $\overline{Nu}$.

Section des poteaux $(\pi r^2)cm^2$	B_r (mm²)	$A = \frac{B}{1000}$ (mm²)	L_f	$i = \frac{D}{4}$	λ	α	$\overline{N}_u$ (KN)
$(\pi (35/2)^2)$	85486,5	96,162	$0.7L_0$	0,0875	27,20	0,758	1225,97
$(\pi (40/2)^2)$	113354	125,600	$0.7L_0$	0,1000	23,80	0,778	1667,22

II.5. B.2.b-Vérification de l'effort normal :

Tableau II.19: *Vérification de l'effort*

Etage	G_{cum}(KN)	Q_{cum} (kN)	N_U (kN)	$1{,}1N_U$ (kN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$(KN)
le 1ere étage	115,90	15,12	179,31	197,24	1225,97	Oui
RDC	226,32	52,92	384,91	423,41	1667,22	Oui

II.5. B.2.c-Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.20 : *vérifications de coffrage des poteaux circulaires.*

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
D ≥ 30 cm	D= 35cm ≥ 30 cm	**Oui**
D ≥ he /20	D=35cm≥ (he/15) = (3.40 - 0.35)/15 = 20,33cm	**Oui**

Les sections des poteaux sont satisfaites vis-à-vis aux conditions du RPA99 version 2003.

II.5. B.3.Conclusion :

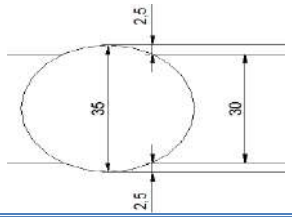
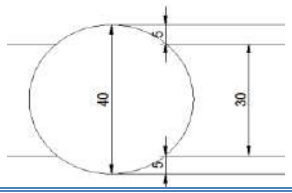
Diamètre des poteaux (D)cm	*Niveau*
(35)	1
(40)	RDC

II.5. B.4. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5D+D$
- $d \leq (D/2)$

Tableau II.21: *vérification aux zones nodales des poteaux*

	b_{max}(cm)	D (cm)	$b_{max} \leq 1.5D+D$	d (cm)	(D/2)	d ≤ (D/2)
	30	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	30	40	Oui	5	20.0	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement dubâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, deplus,l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

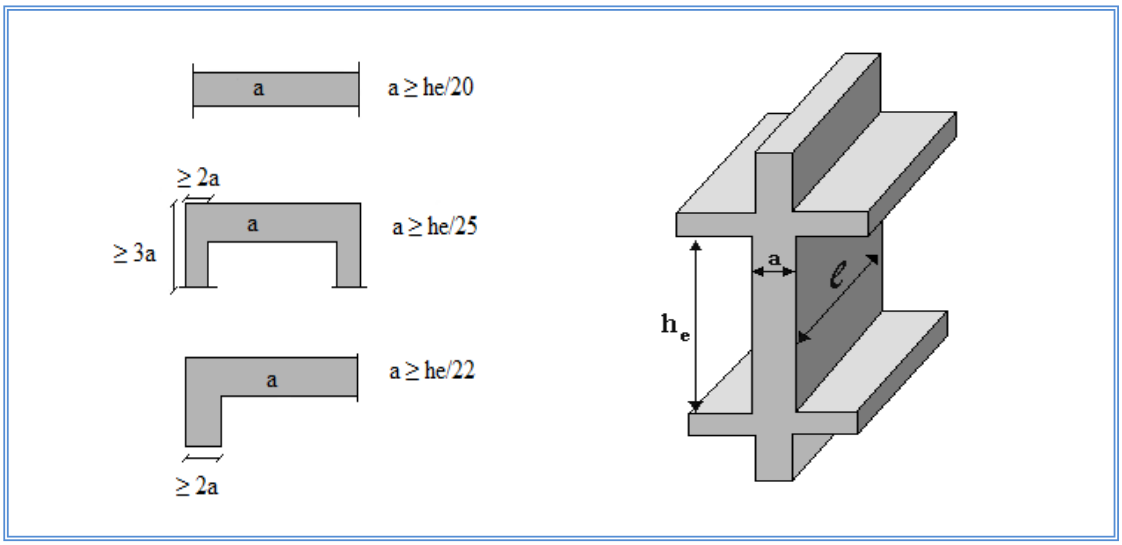


Figure.II.21.*Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D.*

Dans notre cas on a :

- he= 3,40-0,35=3,05m.
- a ≥MAX(15 cm ; he/25; he/22)

a ≥MAX(15 cm ; 12,20cm;13,86cm)

a ≥15 cm

On adopte : **a=15cm**

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

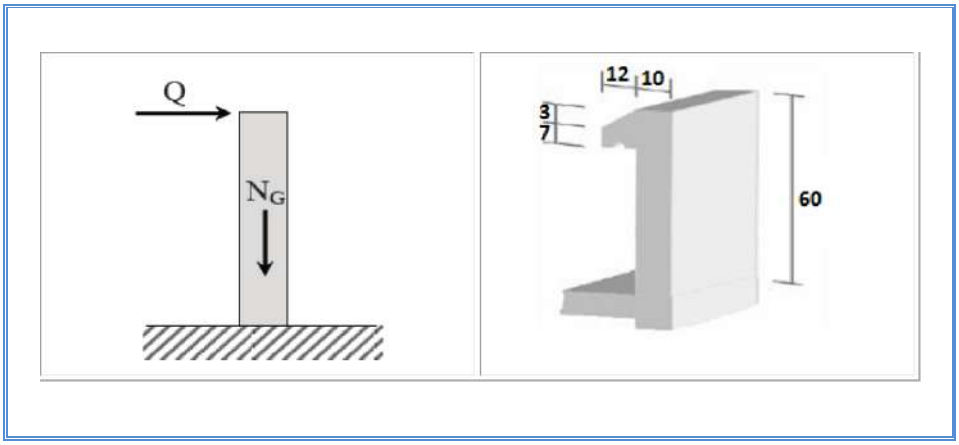
L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

Figure.III.1. *L'acrotère.*



III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.*

Charge Permanente
Poids propre :   *[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN/ml*
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. *Les efforts sur l'acrotère.*

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U *=1,35.G = 1,35×1.755 =2,3692 KN*
Moment d'encastrement :	M_U *=1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.9KN.m*
L'effort tranchant :	T_U *=1,5.Q = 1,5×1 = 1, 5 KN.*
L'E.L.S	
L'effort normal :	*Nser = G = 1.755 KN*
Moment d'encastrement :	*Mser = Q. h =1×0,6= 0,6KN.m*
L'effort tranchant :	*Tser = Q =1 KN*

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. *Dimensions et caractéristiques des matériaux.*

Dimensions			*Résistances caractéristiques*		
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
b	*100*	*cm*	fc_{28}	*25*	*MPa*
h	*10*	*cm*	*FeE*	*400*	*MPa*
C_1	*2,5*	*cm*	*Sollicitations*		
C_2	*2,5*	*cm*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
Longueur de flambement			*Nu*	*2,369*	*KN*
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Mu*	*0,9*	*KN.m*
L_0	*0,6*	*m*	*Nser*	*1,755*	*KN*
L_f	*1,8*	*m*	*Mser*	*0,6*	*KN.m*

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

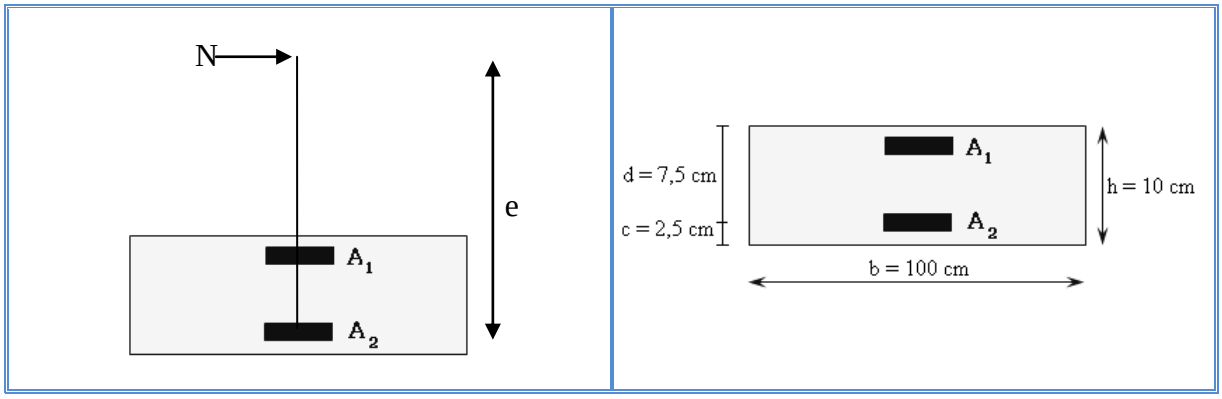
❖ À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

❖ On a : $e_0 = 38$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2.5$ cm

❖ Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

Figure.III.2.*Section de B.A à l'ELU.*



$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ e = 0,405 m

M1 = N * e $\Rightarrow$ M1 = 0,96 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0{,}012$

$\mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0{,}994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma}_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}302$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0{,}302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

Amin $= \frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{1000} = 1\ cm^2$

Amin $=1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow$ A = Amin $= 1.00\ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition : [1]**

On a : $\frac{A}{4} \le Ar \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \le Ar \le 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement : [1]**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.5.b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') ⇒ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

- **Application numérique :**

$\begin{cases}p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2\end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm\end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases}y_2 = 31.20 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm\end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$S_{xx'} = 36.48 cm^3$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$$\sigma_s = 39.61\ MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\ MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :[1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2 , zone II_a)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0,15 ; Cp=0.80 ; Wp= 1,955 KN.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.755 = 0{,}938\ KN$$

$$F_p = 0{,}938\ KN < T = 1.5\ KN \ldots\ldots\ldots \text{(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

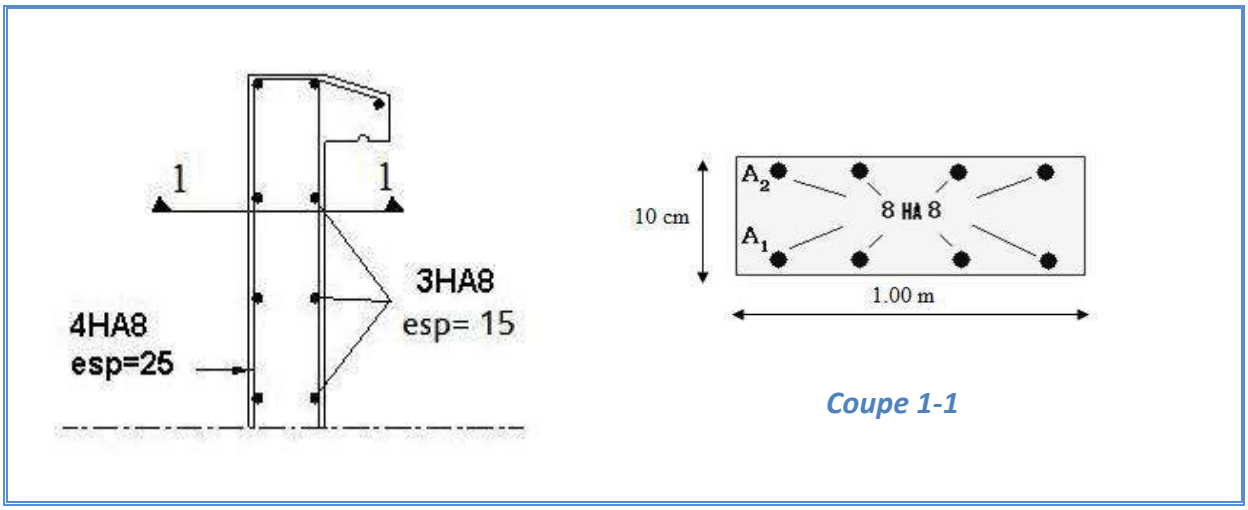


Figure.III.3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.2. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
  - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \dfrac{200}{fe} & si \quad L \leq 50\,cm \\ A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4L}{Fe} & si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\,.$$

On choisira: $A_{\perp}$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

$A_{//}$= 4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

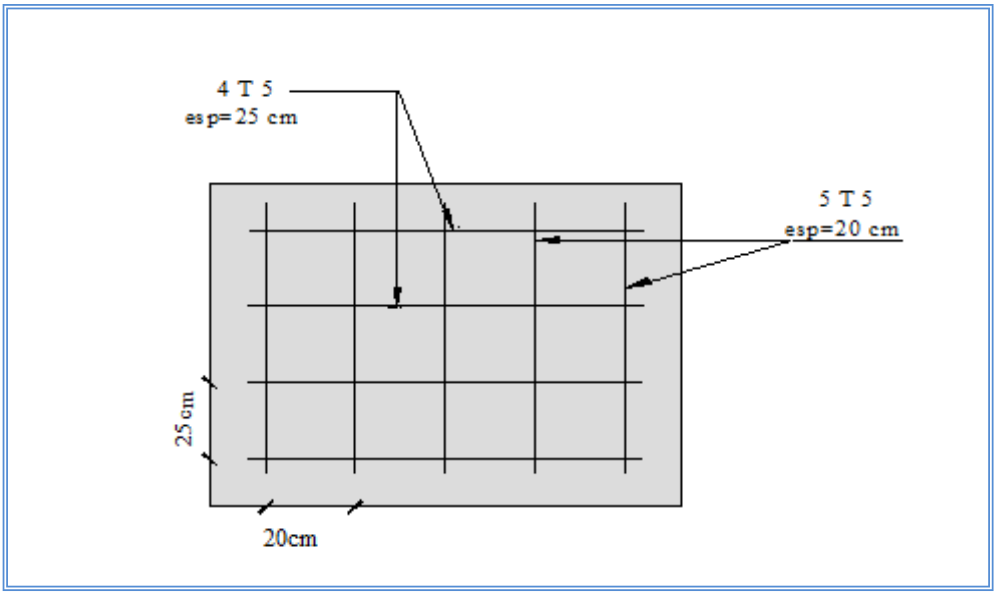


Figure.III.4.*Disposition des armatures de la table de compression.*

III.2.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation**:*

Figure.III.5. *Schéma statique de la poutrelle.*

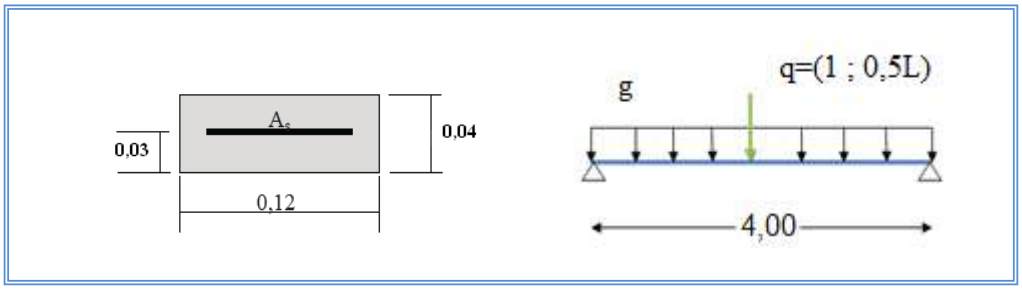


Tableau.III.4. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.*

La travée L (m)	*Q (KN)*	*G (KN/ml)*	
		poids de poutrelle	*poids du corps creux*
4,00	*2,00*	*0,12×0,04×25 = 0,12*	*0,65×1 = 0,65*
		0,77	

✓ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.5. *Moments statiques des poutrelles.*

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}54\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2\,KN.m$
$Mu = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q = 5{,}079\ KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5{,}079 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 7{,}452 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$\mu = 7{,}452 > \mu_l = 0{,}392$ => $A_s \neq 0$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

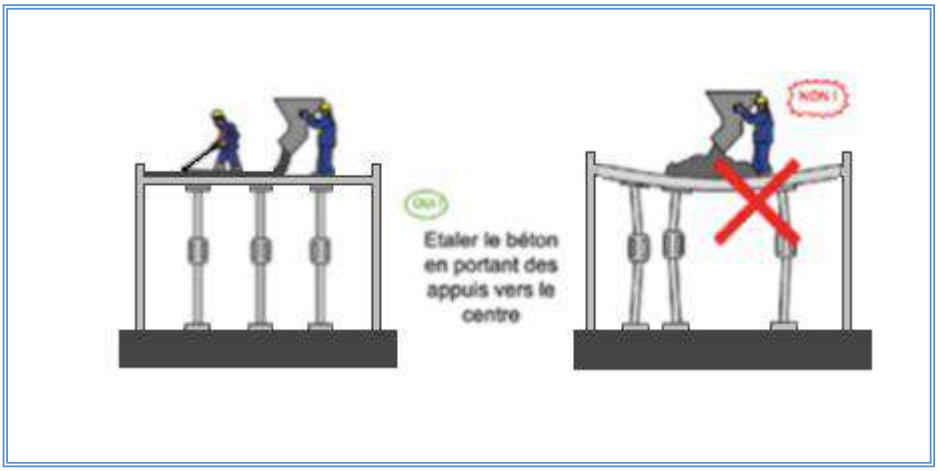


Figure.III.6. *Choix de disposition desétaiements.*

❖ ***Calcul des étaiements:***

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

-Pour un seul étaiement au milieu

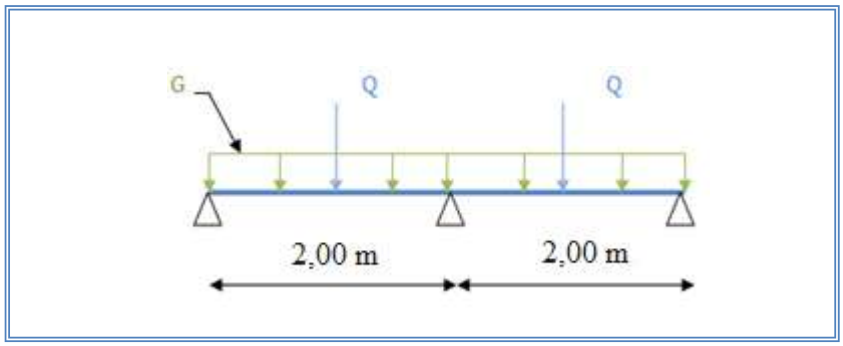


Figure.III.7. *Travée avec un seul étaiement au milieu.*

L=2m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1KN] = 1 (KN)

M_G=0,385 (KN.m)

M_Q=0,5 (KN.m)

M_u =1,270(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1{,}270 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 1{,}828 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

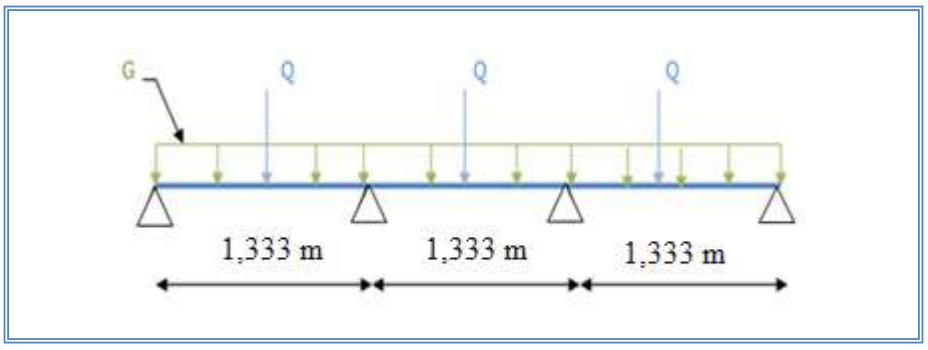


Figure.III.8. *Travée avec deux étais espacés de 1,333 m.*

L=1,333m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,665KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$0,171 (KN.m)

M_Q=0,333(KN.m)

M_u =0,731 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}731 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}477 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

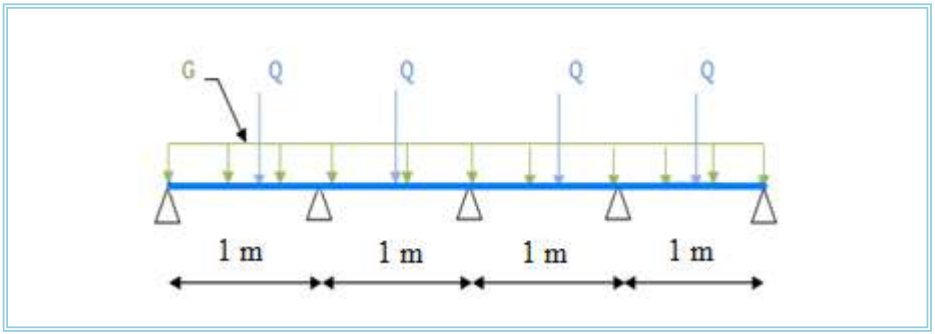


Figure.III.9. *Travée avec trois étais espacés de 1m.*

L=1 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,5 KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$0,096(KN.m)

M_Q=0,25 (KN.m)

M_u =0,505(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}505 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}329 < \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement :

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de **1m** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

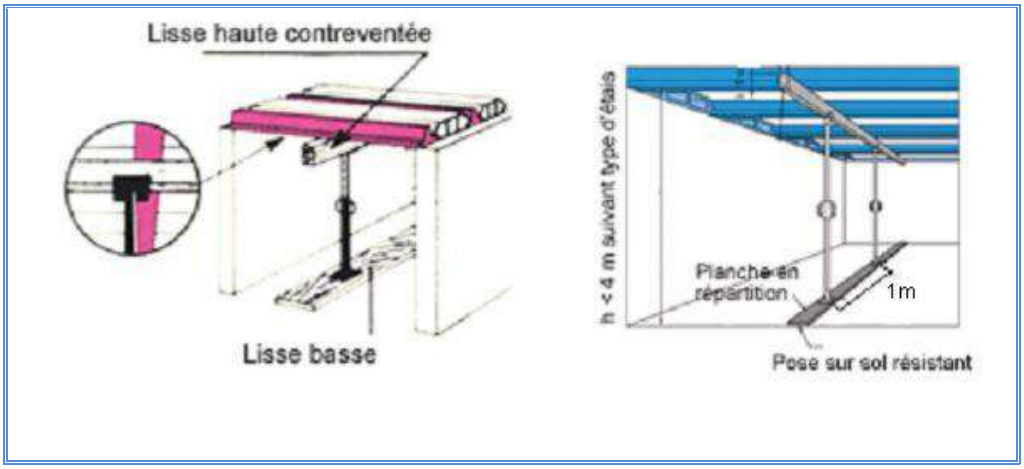


Figure.III.10. *schéma statique de la poutrelles.*

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. trois types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

b.1. Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire .

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- ***Conditions concernant la charge d'exploitation :***

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$
Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- ***Condition concernant le type de fissuration :***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***Exposé de la méthode forfaitaire :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.
M_w : moment à l'appui de gauche.
M_e : moment à l'appui de droite.
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

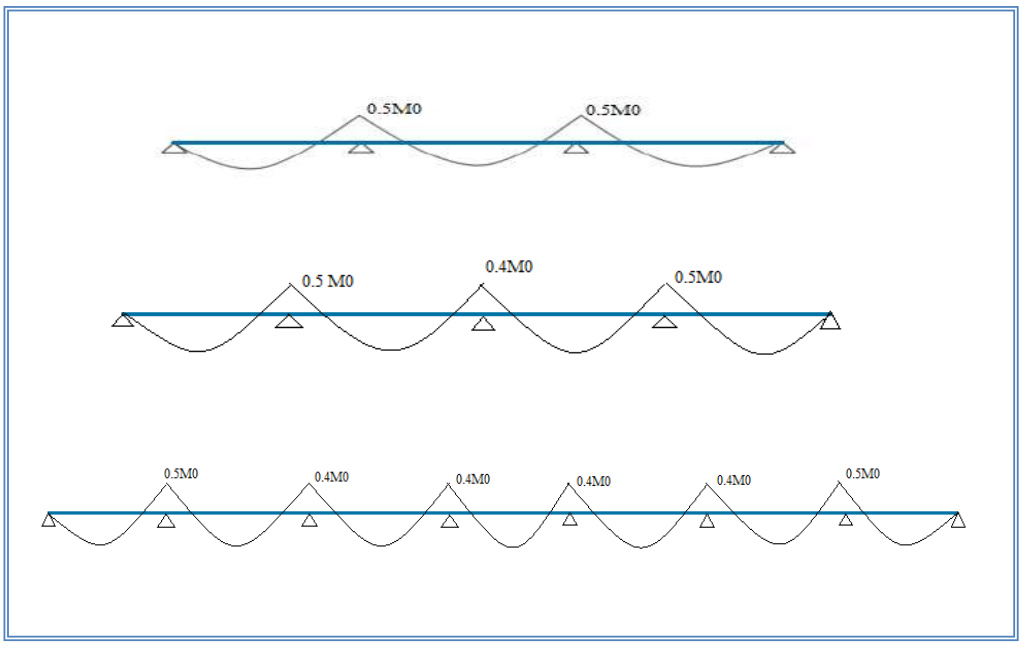


Figure.III.11.*Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.*

Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0,2\ M_0$).

5) l'effort tranchant est égale :

$T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)$

$T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t=0,85\ M_0$

$M_a=M_b=-0,5\ M_0$

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases}2.G\\5\ KN/m^2\end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Forfaitaire :

Tableau.III.6. *Méthode de Forfaitaire.*

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$	
Moment en travée M_t	Max(1,05M0 ; (1+0,3α)M0)	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_{w.} l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'$_w$: longueurs de travées fictives à gauche.
- l'$_e$: longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. *Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.*

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,60×0,65 = 4,29	1×0,65 = 0,650	6,766	4,940
Plancher courant	6,00×0,65 = 3,90	2,5×0,65=1,625	7,702	5,525

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ✓ ***poutrelles à trois travées :***
  - ***a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:***

Tableau.III.8.*Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	13,180	9,730	2,636	6,590	13,180	-15,318
B – C	10,485	6,167	6,590	5,242	12,709	-12,709
C – D	10,485	7,740	5,242	2,097	13,662	-1,755

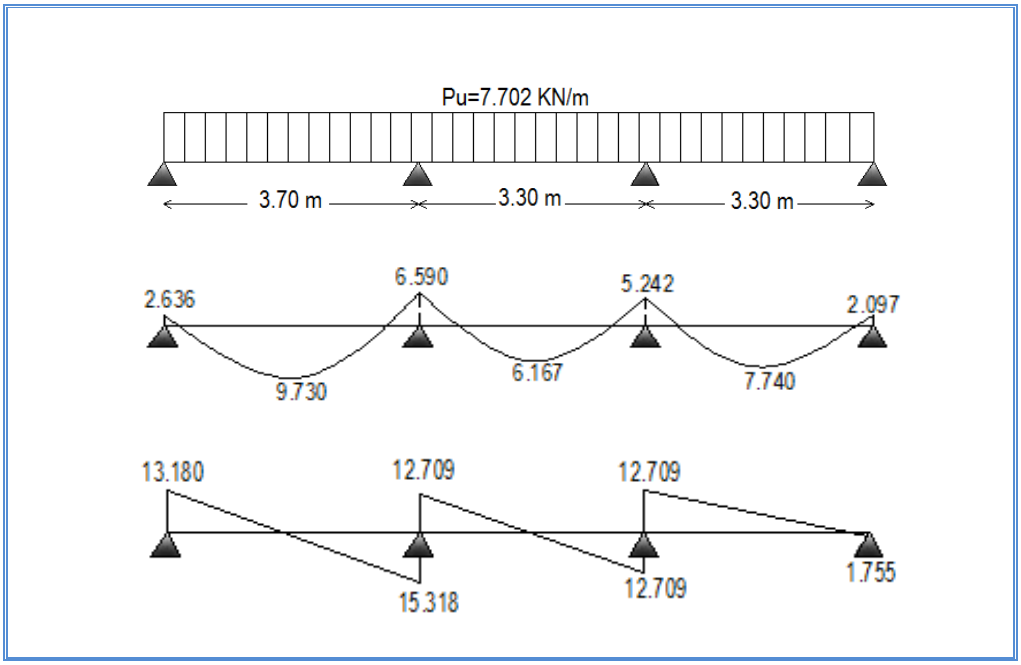


Figure.III.12.*Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.9. *Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	9,455	6,618	1,891	4,727
B – C	7,521	4,127	4,727	3,760
C – D	7,521	5,265	3,760	1,504

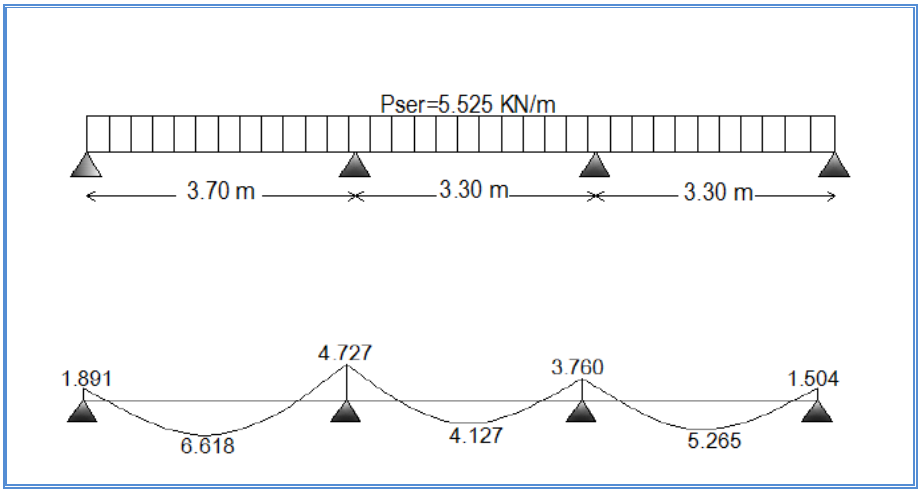


Figure.III.13. *Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.*

✓ ***poutrelles à quatre travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.10. *Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	13,181	9,731	2,636	6,590	13,181	-15,318
B – C	10,485	6,692	6,590	4,194	13,027	-12,391
C – D	10,485	6,692	4,194	5,243	12,391	-13,027
D - E	10,485	7,740	5,243	2,097	13,662	-11,756

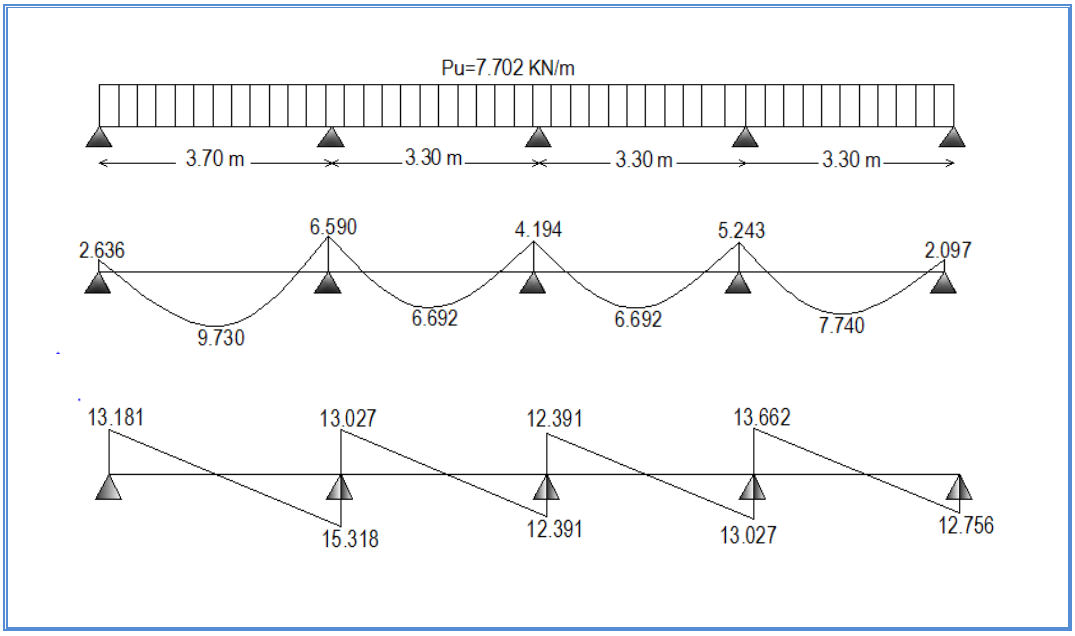


Figure.III.14.*Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.11. *Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	9,455	6,618	1,891	4,727
B – C	7,521	4,513	4,727	3,008
C – D	7,521	4,513	3,008	3,760
D - E	7,521	5,265	3,760	1,504

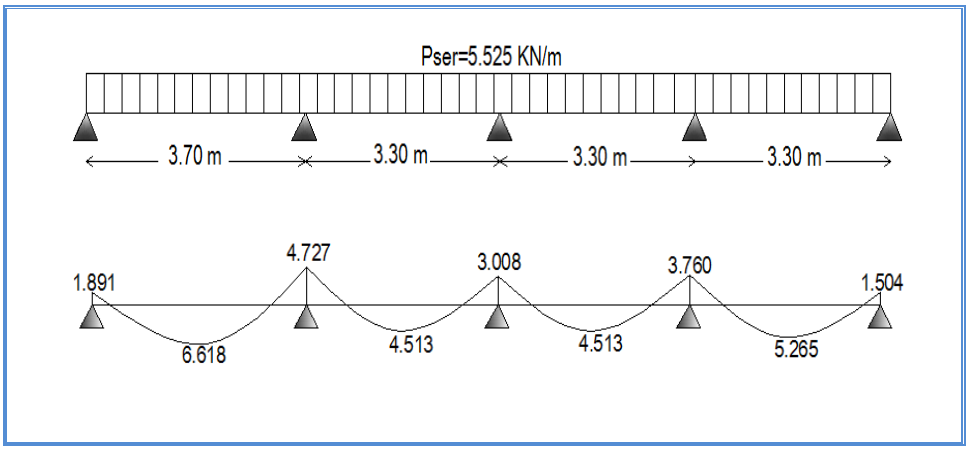


Figure.III.15.*Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.*

✓ ***poutrelles à six travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.12. *Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	13,181	9,731	2,636	6,590	13,181	-15,318
B – C	10,485	6,692	6,590	4,194	13,027	-12,391
C – D	10,485	7,216	4,194	4,194	12,709	-12,709
D - E	10,485	7,216	4,194	4,194	12,709	-12,709
E - F	10,485	6,754	4,194	5,243	12,391	-13,027
F - G	10,485	7,740	5,243	2,097	13,662	-11,756

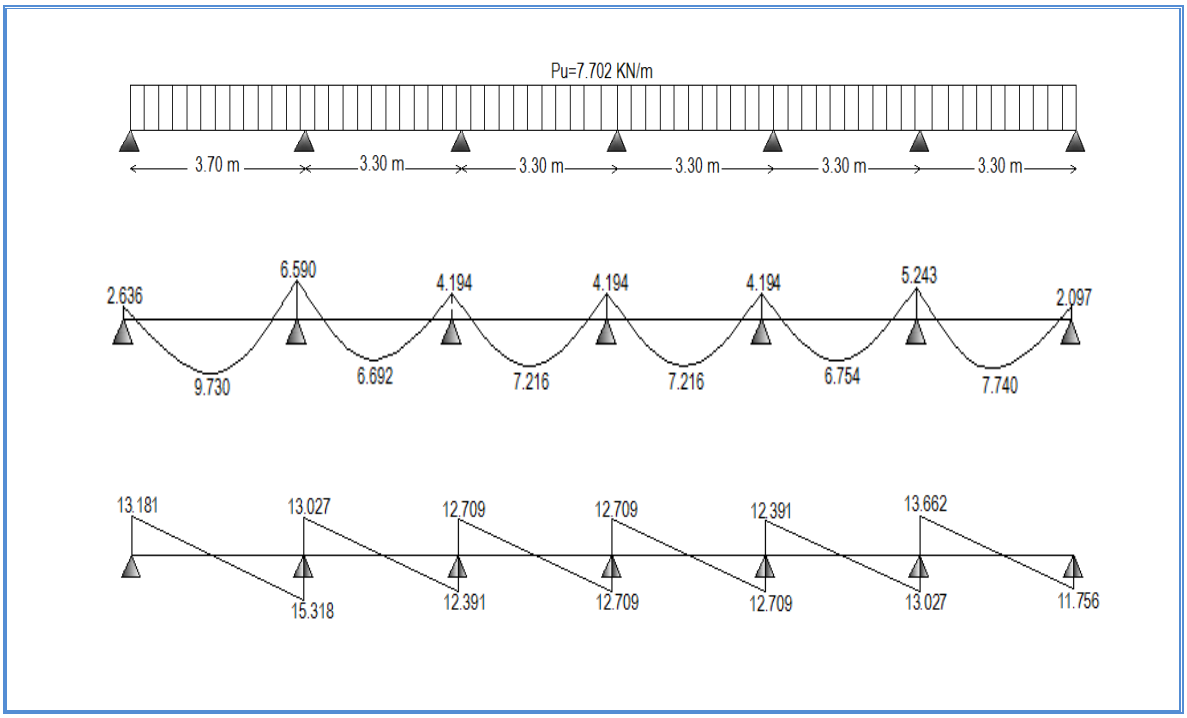


Figure.III.16. *Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.13.*Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.*

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	9,455	6,980	1,891	4,727
B – C	7,521	4,800	4,727	3,008
C – D	7,521	5,176	3,008	3,008
D - E	7,521	5,176	3,008	3,008
E - F	7,521	4,513	3,008	3,760
F - G	7,521	5,265	3,760	1,504

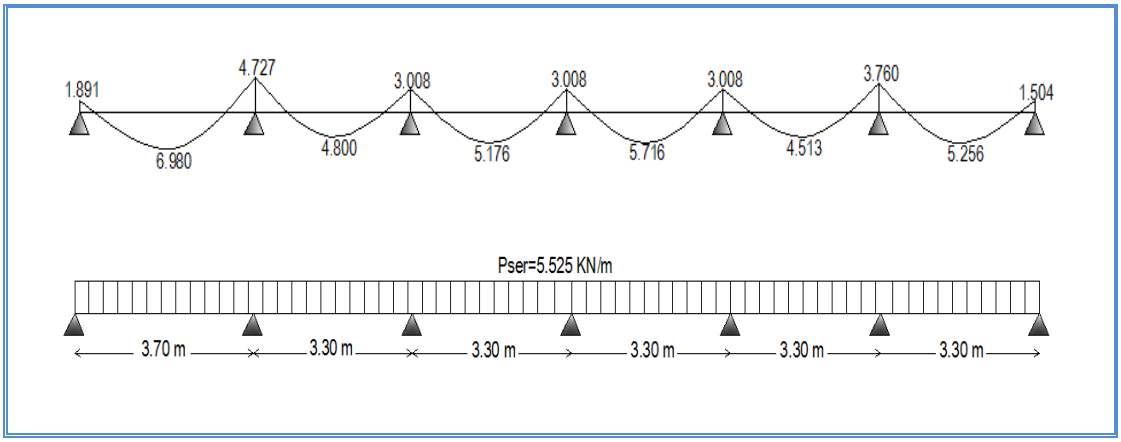


Figure.III.17. *Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.*

III.2.5.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appui sont :

Tableau.III.14.*Récapitulations des efforts internes.*

	ELU			*ELS*	
	M_a^{ult} *(KN.m)*	M_t^{ult} *(KN.m)*	T_u *(KN)*	M_a^{ser} *(KN.m)*	M_t^{ser} *(KN.m)*
sollicitations	*6,590*	*9,730*	*15,318*	*4,727*	*6,618*
référence	*Poutrelle à 3 travées*	*Poutrelle à 3 travées*	*Poutrelle à 3 travées*	*Poutrelle à 3 travées*	*Poutrelle à 3 travées*

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

Figure. III.18.*Section de béton des poutrelles.*

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h_0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σ_b= 14,2 MPa
- σ_s= 348 MPa

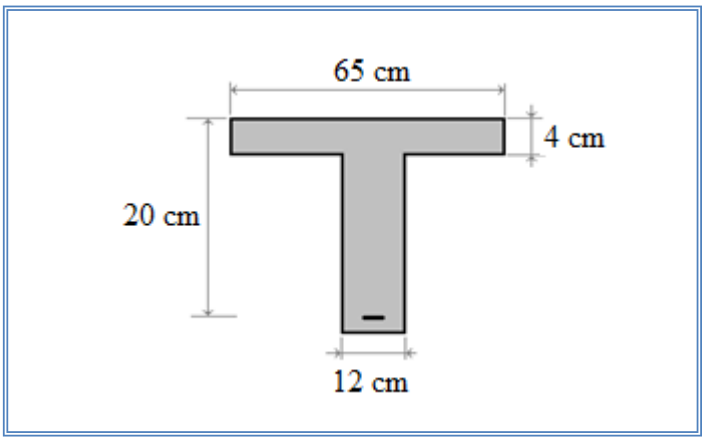


Tableau.III.15.*Calcul et vérification des armatures.*

		En travée	*Aux appuis*
ELU	M_u *(KN.m)*	*9,730*	*6,590*
	M_0 *(KN.m)*	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=(65.0,04.14,2).10^6.(0,18-0,12/2).10^{-3}=44,304(KN.m)$	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ *l'axe neutre appartient à la table* $\Rightarrow$ *étude d'une section rectangulaire* $(b\times h)= (65\times20)$ $\Rightarrow$ *calcul en flexion simple*	$M_u< M_0 \Rightarrow$ *l'axe neutre appartient à la table* $\Rightarrow$ *étude d'une section rectangulaire* $(b\times h)= (12\times20)$ $\Rightarrow$ *calcul en flexion simple*
	μ	*0,032*	*0,022*
	μ_l	*0,392*	
	$\mu < \mu_l$	*Oui*	*Oui*
	β	*0,984*	*0,990*
	A' (cm^2)	*0*	*0*
	A (cm^2)	*2,35*	*1,13*
	A_{min} (cm^2)	*1,3*	*0,24*
	Le choix	*3HA10=2,35*	*1HA12+1HA10=1,91*

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS	M_{ser} *(KN.m)*	*6,618*	*4,727*
	$\sigma_{b\,adm}$ *(MPa)*	*15*	
	y_1 *(cm)*	*3,910*	*2,956*
	I_G (cm^4)	*10883,748*	*5514,595*
	K (N/mm^3)	*0,0608*	*0,0857*
	σ_b *(MPa)*	*2,378*	*2,534*
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	*Oui*	*Oui*

Conclusion:les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.16. *Ferraillages longitudinaux des*

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
	A_t=3HA10=2,35	A_a=1HA12+1HA10=1,91

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16{,}2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).*

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55cm$, on adopt: **S_t = 16cm**.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0,56\times10^{2}}{120\times160}=0,00291\geq\frac{1,15(0,7092-0,3\times2,1\times1)}{0,9\times400\times(0+1)}=0,0003$$

$$A_t\geq A_{t\,min}=\frac{0,4.b_0.S_t}{f_e}=\frac{0,4\times12\times16}{400}=0,19cm^2$$

$A_t = 0,56cm^2 \geq A_{tmin} = 0,19cm^2$ (C.V)

Tableau.III.17. *Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.*

A transversales	*espacement*
2φ6	*16cm*

III.2.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{18,536\times10^3}{120\times180}=0,7092\,MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u=\text{Min}\left[\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b}=3,33MPa;5MPa\right]=3,33MPa$$

$\tau_u = 0,7092\,MPa < \bar{\tau}_u = 3,33\,MPa$ (c.v)

b)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.18. *Vérification préliminaire de la flèche.*

1ere condition	*2eme condition*
h/L ≥ Mt/ (15.M0)	*ρ≤ 3,6/fe*
h/ L = 0,20 / 4,00= 0,050 *Mt/ (15. M0)= 9,730/(15×13,181)=0,049*	*ρ=At/ (b0×d)=2,35 / (12×18)=0,0109* *3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009*
C.V	*C.N.V*

On doit passer au calcul des flèches;

✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

M_{ser} =6,618kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12*18}$ =0,0109

ρ = 1,09 % ⇒β_1 = 0,856 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =182,7804MPa

$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2+3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2+3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0109}$ =3,779

λ_v=2/5 λ_i=1,512

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0109 \cdot 182,7804 + 2,1} \Rightarrow \mu$=0,634

Détermination de l'axe neutre:

$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A}$ =7,098cm

Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$ =20003,237cm^4

$I_{fi} = 1,1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow$ I_{fi}= 6475,936cm^4

$I_{fv} = 1,1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$ =11231,482cm^4

E_i=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164,195 MPa; E_v=1/3 E_i=10721,398 MPa

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{6,618 \times 4^2 \times 10^8}{10.(32164,195 \times 6475,936)} \Rightarrow f_i$=5,084mm

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6,618 \times 4^2 \times 10^8}{10.(10721,398 \times 11231,482)} \Rightarrow f_v$=8,794 mm.

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$= 8,793773214– 5,083800639= 3,710 mm.

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq F_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{1000} + 0,5cm = \frac{400}{1000} + 0,5cm$ = 9 mm

Donc: $\Delta f_t = 3{,}710$ mm$< f_{Limite} = 9$ mm

Tableau.III.19. *Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.*

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	$\rho_{\%}$	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,098	1,09	0,856	182,7804	0,634	3,779	1,512
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
20003,237	6475,936	11231,482	4,00	5,084	8,794	3,710	9	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

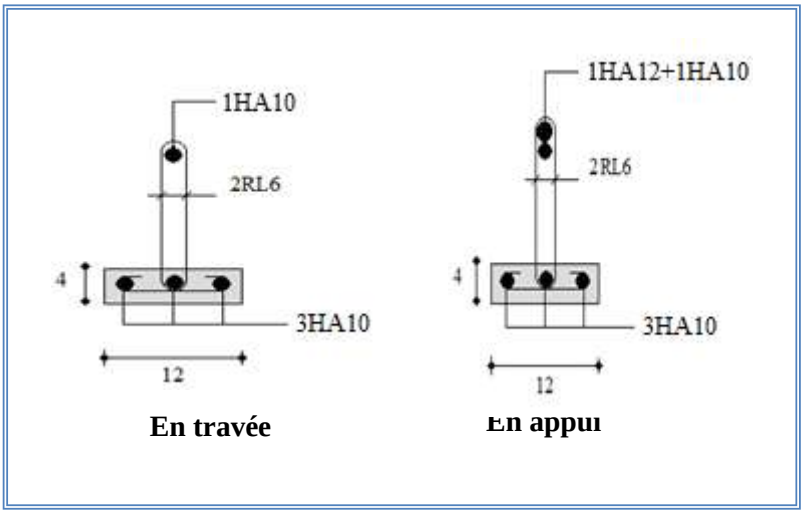


Figure.III.19. *Ferraillage des poutrelles.*

III.3. Calcul des dalles:

III.3.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on a une dalles pleines de forme irrégulière (triangle).

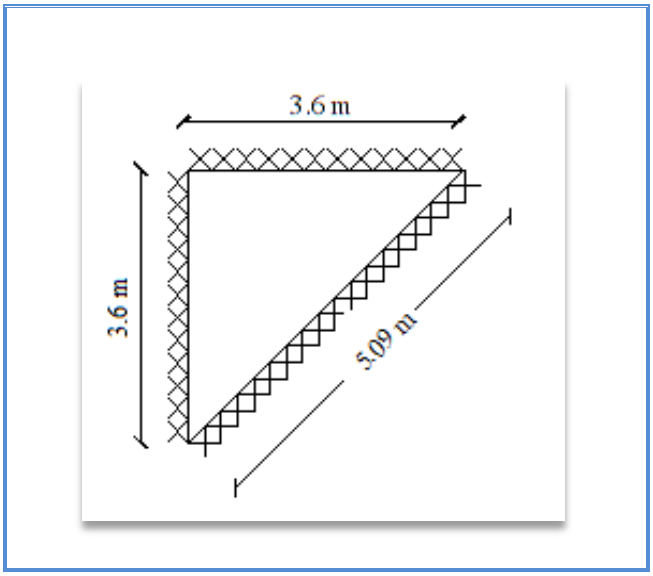


Figure.III.20.*dalle pleine triangulaire.*

III.3.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

➢ **Détermination de l'épaisseur:**

Après avoir vérifier toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II)

on adopte:e_p **=15 cm**

III.3.2.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ ***travail externe :***

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M.\ L\ .\theta.$

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.3.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

III.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges:

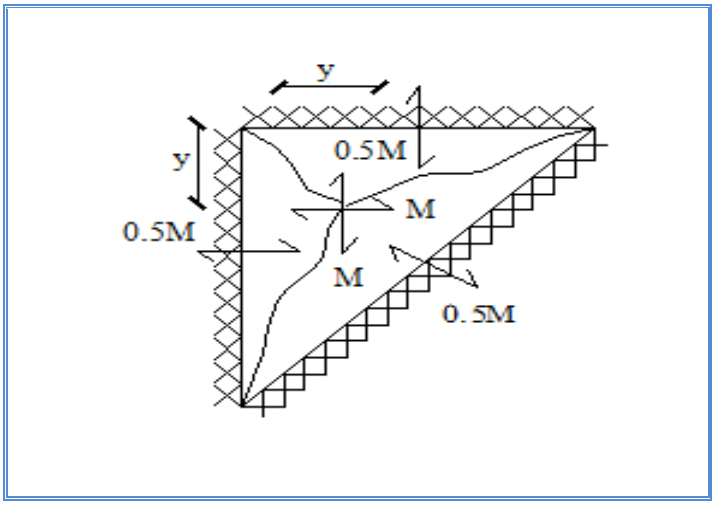


Figure.III.21.*Efforts dans la dalle.*

Tableau.III.20.*Détermination des chargements.*

G (KN/m²)	*Q (KN/m²)*	*Pu (KN/m²)*	*Pser(KN/m²)*
5.16	*2.5*	*10.716*	*7.66*

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

$$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext}$$

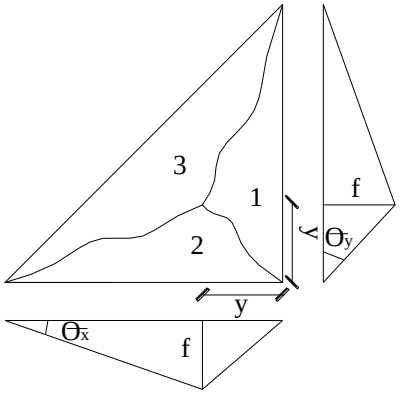
$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3$$

$$T_{ext} = q.\left(3.6 \times 3.6 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 2.16.q.f$$

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int}$$

$$T^1_{int} = 0.5M.]_x.\theta_y + M.]_x\theta_y$$

$$T^1_{int} = 1.5M.]_x.\frac{f}{y}$$



$$T_{int}^{2} = 1.5M.l_y.\frac{f}{y}$$

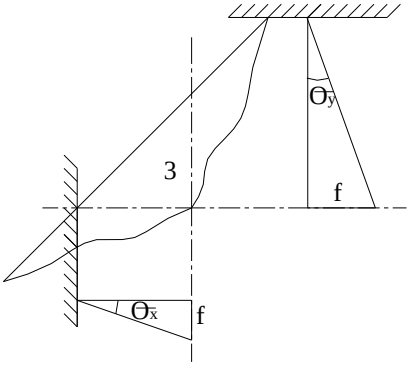
$$T_{int}^{3} = M.l_x.\theta_y + M.l_y\theta_x + 0.5M.l_x.\theta_y + 0.5Ml_y\theta_x \rightarrow T_{int}^{3} = 10.8.M.\frac{f}{3.6-2y}$$

$$T_{int} = 2.\left(5.4M.\frac{f}{y}\right) + 10.8.M.\frac{f}{3.6-2y}$$

III.3.3.2.Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{\left(\frac{10.8}{y} + \frac{10.8}{3.6-2y}\right)}{2.16}M$$



Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -46.654y^2 + 33.589y = 0 \Rightarrow y = 0.848m$$

On remplace " y " on trouve: M= 0.117 q

$$M_t = 0.117q = 0.117 \times (10.716) = 1.25KNm$$

$$M_a = 0.5M_t = 0.5 \times 1.25 = 0.628KNm$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{3.6} = 1$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

III.3.4. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau.III.21. *Ferraillage de la dalle pleine.*

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	*e=1,5 cm*
	f_{t28} = 2,1 MPa	*b = 100 cm*	*h= 15 cm*	
Acier	*FeE400*	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2.5 - \frac{1}{2} = 12\,cm \\ d_y = 12 - \frac{1+0.8}{2} = 11.10\,cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.\beta\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau.III.22.*Calcul des sections de la dalle pleine.*

position	*Mu KNm*	*μ*	*α*	*β*	*A (cm²)*	*A' (cm²)*	*Amin (cm²)*
En travée	*1.250*	*0.0056*	*0.0062*	*0.997*	*0.28*	*0*	*1.5*
En appuis	*0.628*	*0.0028*	*0.0025*	*0.999*	*0.14*	*0*	*1.5*
En travée	*1.250*	*0.0056*	*0.0062*	*0.997*	*0.28*	*0*	*1.5*
En appuis	*0.628*	*0.0028*	*0.0025*	*0.995*	*0.14*	*0*	*1.5*

III.3.4.1.Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 3\varphi 10 = 2.35\,cm^2 \\ A_y = 3\varphi 8 = 1.50\,cm^2 \end{cases}$

III.3.4.2.Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 32\,cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 36\,cm, 33\,cm] = 33\,cm$$

III.3.4.3.Vérification de l'effort tranchant: [1]

- **Suivant Lx:**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} \text{ et puisque } L_x = L_y$$

Donc: $V_{ux} = V_{uy} = \frac{P.L^2}{3L} = \frac{P.L}{3} = \frac{3.6 \times 10.716}{3} = 12.85\,KN$

$$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.1028 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

❖ **Suivant Ly:**

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$$

$$V_{uy} = 12.85\,KN$$

$$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^3}{1000 \times 116} = 0.110\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.4. Vérification à l'E.L.S: [2]

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

❖ **Suivant Lx:**

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.866 cm ; I = 4771.30 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.896 \times 10^6}{4771.30 \times 10^4} \times 8.66 = 0.162\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.162\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

❖ **Suivant Ly:**

A = 1.50 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.815cm ; I = 3072.31 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.896 \times 10^6}{3072.31 \times 10^4} \times 8.15 = 0.237\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.237\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

Donc on adoptera les sections adoptées à l'E.L.U.

III.3.4.5.Vérification de la flèche: [1]

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

❖ **Suivant Lx:**

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = \frac{1.50}{3.6} = 0.416 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (c.n.v)$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.25}{20 \times 0.628} = 0.0995 \qquad (c.n.v)$$

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{100 \times 12} = 0.0019 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

❖ **Suivant Ly:**

$$\frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.416 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0995 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{100\times11.10} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

III.3.5.Calcul de la flèche: [1]

❖ **Suivant Lx:**

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.866 cm ; I = 477130 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{0.896\times10^6}{4771.30\times10^4}\times(12-8.66) = 9.40\,MPa$$

$$L = 3.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\,mm$$

Tableau III.23.*Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Lx*

A (cm²)	*M (KNm)*	*ρ*	*σs (MPa)*	*M*	*y (cm)*	*I (cm^4)*
2.35	*0.896*	*0.0024*	*9.40*	*0.675*	*0.866*	*4771.30*
Ifi (cm^4)	*Ifv (cm^4)*	*Fi (mm)*	*Fv (mm)*	*ΔF (mm)*	*Fadm (mm)*	*ΔF < Fadm*
7154.08	*7154.08*	*1.50*	*4.48*	*2.98*	*7.2*	*c.v*

❖ **Suivant Ly:**

A = 1.50 cm² ; M_{ser} = 0.896 KNm ; y = 0.815 cm ; I = 3071.38 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{0.896\times10^6}{3071.38\times10^4}\times(12-8.15) = 16.8\,MPa$$

$$L = 3.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\,mm$$

Tableau III.24. *Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant Ly.*

A (cm²)	M (KNm)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
1.50	1.33	0.0017	16.8	0.0056	0.815	3071.38
Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	$Fadm$ (mm)	$\Delta F < Fadm$
2149.70	2149.70	1.31	4.44	3.13	7.2	c.v

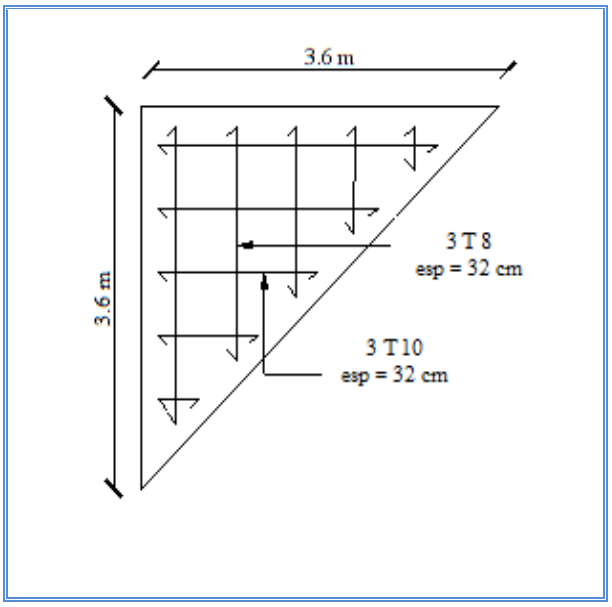


Figure.III.22. *Ferrallage de le dalle pleine triangulaire.*

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

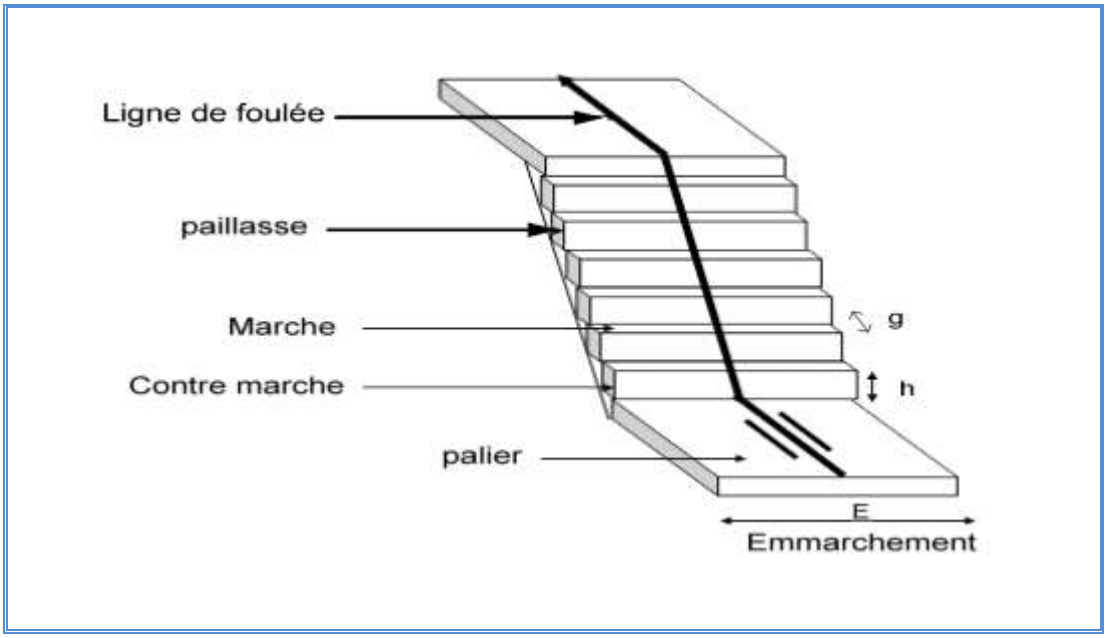


Figure.III.23.*Représentation d'un escalier.*

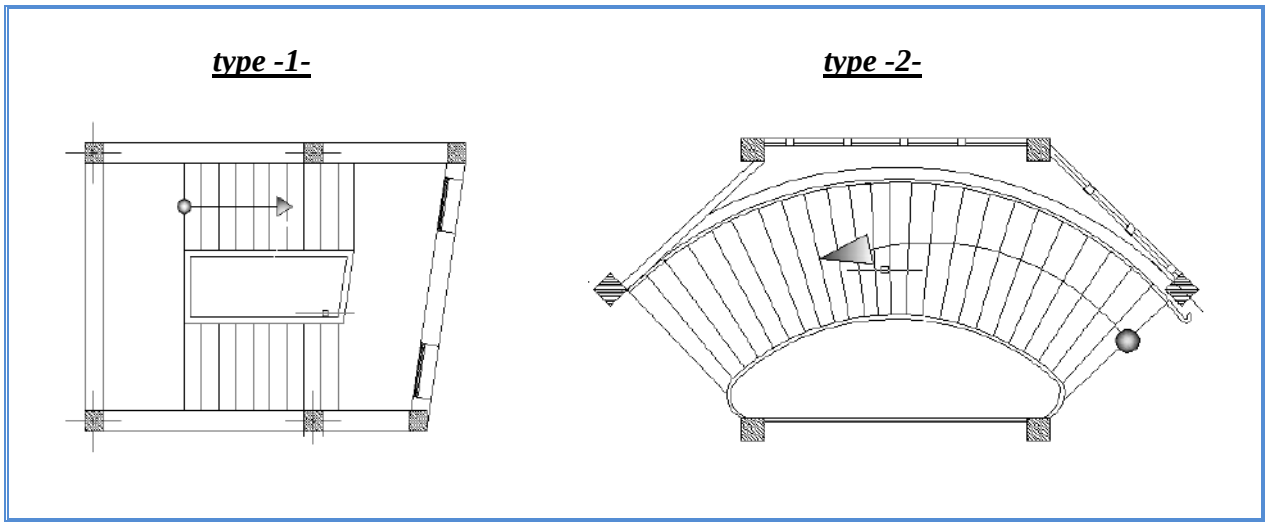


Figure.III.24.*Vue en plan les deux types des escaliers.*

III.4.3. Première type d'escalier : escalier droit à deux volées

III.4.3.1.Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique dece type d'escalier et comme suit:

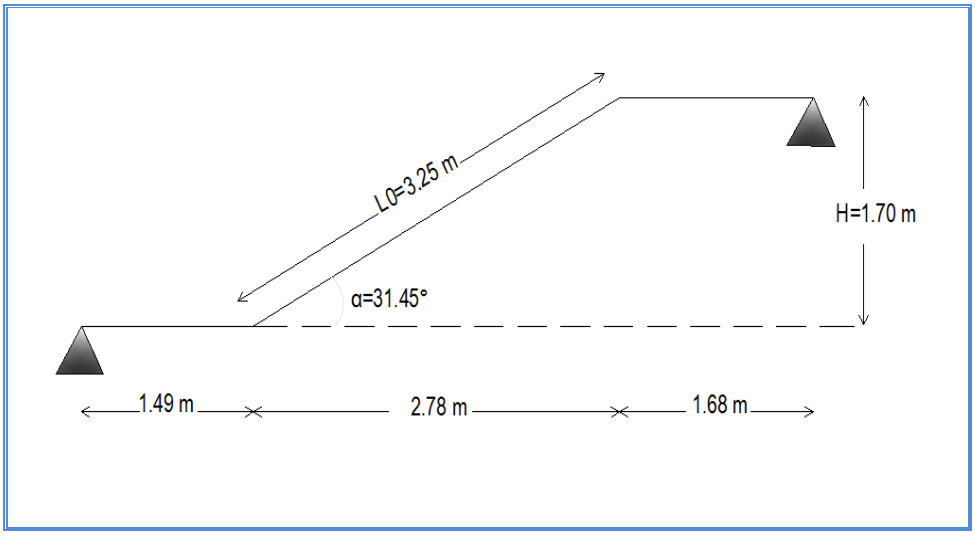


Figure.III.25. *Dimensions de l'escalier.*

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,70}{2,78} \Rightarrow \alpha = 31,45^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 3,25\,m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$

$$g = \frac{L}{n-1}\ h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,70m , L= 2,80m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 684n - 340 \leq 0 \\ -59n^2 + 677n - 340 \geq 0 \end{cases}$$

9,84< n < 10,94

Donc on prend : n= 10

Nombre de marches $n-1=9$

Nombre de contremarches $n=10$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 30,88cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L= 1,49+2,78+1.68 = 5,95m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 17 \leq e \leq 19,83cm$

On prendra: e_p= 18 cm

III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.25. *Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,18	25	4,50
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
			G	6,24

Tableau.III.26. *Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,18 / cosα	25	5,27
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	9,14

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.3.3. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.27. *Combinaison des charges de l'escalier.*

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	P_u *(KN/m)*	P_{ser} *(KN/m)*
Palier	*6,24*	*2,5*	*12,17*	*8,74*
Paillasse	*9,14*	*2,5*	*16,08*	*11,64*

III.4.3.4. Détermination des efforts:

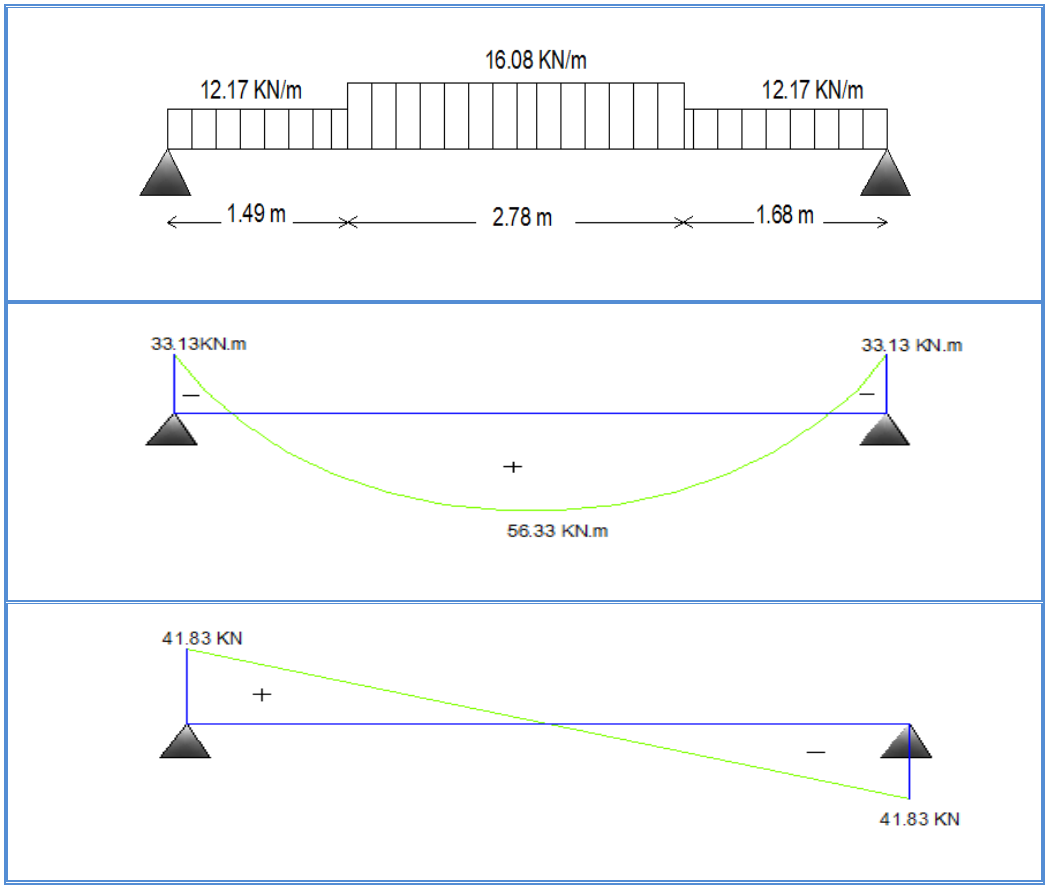


Figure.III.27. *Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.*

a. Etat Limite de service:

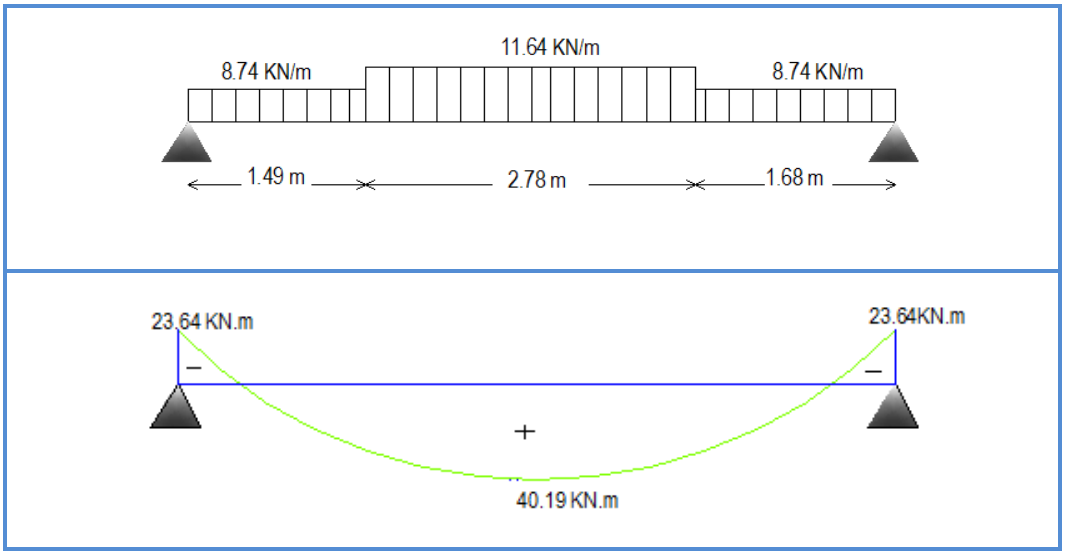


Figure.III.28. *Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.*

b. Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.28. *Récapitulation des résultats.*

	E.L.U			E.L.S	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
Sollicitation	56,33	33,13	41,83	40,19	23,64

III.4.3.5. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.29. *Les données.*

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	d=15,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400M Pa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.30. *Calcul des sections d'acier de l'escalier.*

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	*56,33*	*0,165*	*0,910*	*11,474*	*0*	*1,80*	*8HA14= 12,31*
En appuis	*33,13*	*0,097*	*0,949*	*6,472*	*0*	*1,80*	*6HA12= 6,78*

a. Armature de répartition:

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 6T10 /ml.

Aux appuis: on adopte: A = 6T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 12,50 cm < 33 cm

On prend : **St = 15 cm**

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 16.66 cm < 45 cm

On prend :**S_t = 15 cm**

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{41,83.10^3}{1000.155} = 0,269MPa$$

$\tau_u = 0,269\,MPa \leq \overline{\tau}_u = 3,33\,MPa$ (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.31. *Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.*

	En travées	*En appuis*
A (cm²)	*12,31*	*6,78*
M_{ser} *(KN.m)*	*40,19*	*23,64*
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 5,941$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,689$
$I\ (cm^4)$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 23861,979$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 15322,988$
$\bar{\sigma}_b$ *(MPa)*	*15*	
σ_b *(MPa)*	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 10,005$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7,234$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	*C.V*	*C.V*

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. ***Vérification de la flèche:***

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{18}{595} = 0,0302 \geq 0,0625 & non\ \ vérifiée \\ \frac{12,31}{100 \times 15,50} = 0,0079 \leq 0,005 & non\ \ vérifiée \\ 0,0302 \geq \frac{56,33}{20 \times 66,26} = 0,0425 & non\ \ vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}}; \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ $L=5,95m>5m$

- ***Moment d'inertie de la section homogène I_0 :***

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$ *Moment d'inertie fictive.*

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.32. *Valeur de la flèche.*

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
56,33	0,01244	75,0427	0,3702	1,6875	0,675	$3{,}188.10^4$	32164,1951
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,3983	122458,509	159184,8878	3,6119	8,3358	4,7238	10,95	cv

III.4.4. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3,70 m

III.4.4.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L = 3,70 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,3h \leq b \leq 0,7h$

L = 3,70m => $24,66 \leq h \leq 37$ => h = 35cm

=>$10,5 \leq b \leq 24,5$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 35) cm^2

❖ ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1,167< 4 (c.v)

III.4.4.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 41,83 KN ; R_{ser} = 30,16 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 = 2,625 KN/ml.

Poids de double cloison : 1,175×2,36 =2,773 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (2,625+ 2,773) +41,83 = 48,9 KN/ml

P_{ser} = (2,625+ 2,773) +30,16 = 35,44 KN/ml.

III.4.4.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.33. *Efforts de la poutre palière.*

	E.L.U			E.L.S	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
Sollicitation	32,638	65,277	97,916	23,626	47,253

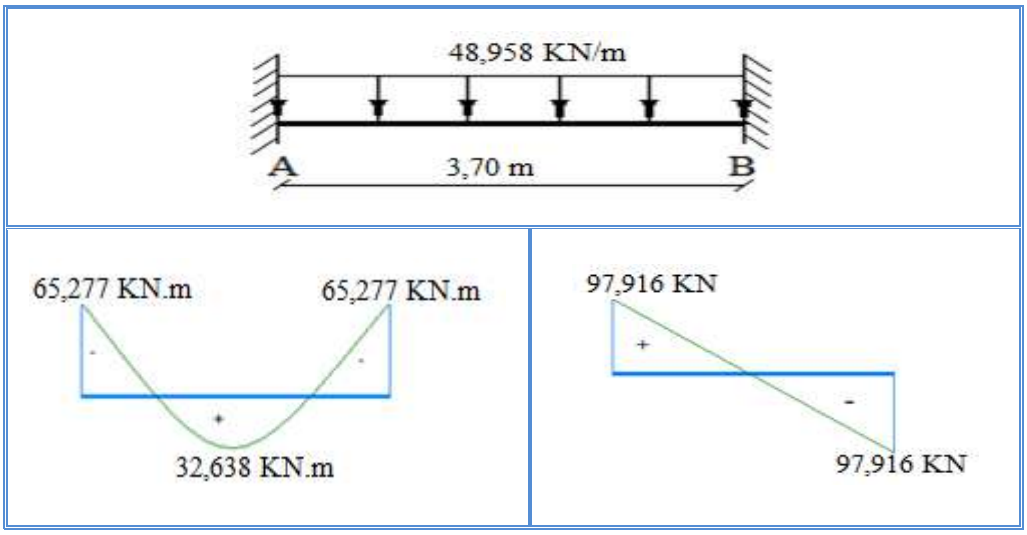


Figure.III.29. *Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.*

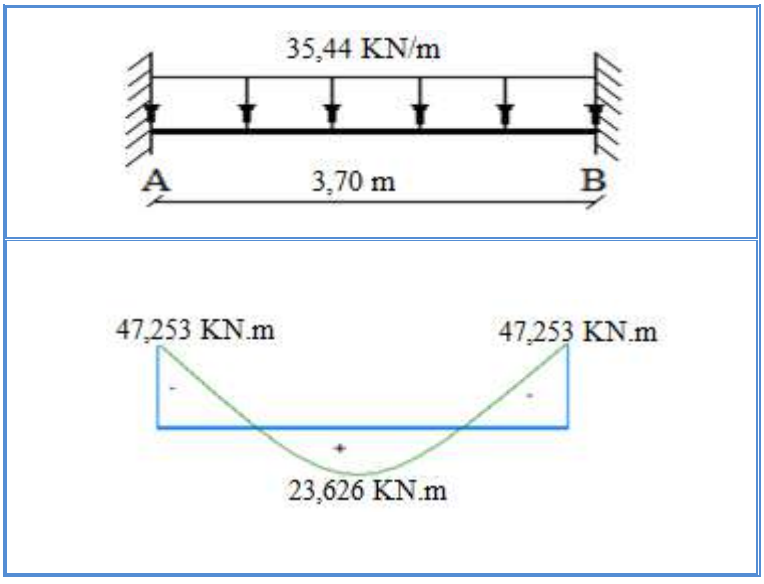


Figure.III.30. *Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.S.*

III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.34. *Ferraillage de la poutre palière.*

	M(KN.m)	*μ*	*β*	*A(cm^2)*	*Amin (cm^2)*	*Aadp (cm^2)*	*A (cm^2)*
En travée	*32,638*	*0,022*	*0,989*	*2,963*	*1,05*	***3HA12***	*3,39*
En appuis	*65,277*	*0,044*	*0.978*	*5,993*	*1,05*	***3HA12+2HA14***	*6,47*

III.4.4.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.35.*Vérification des contraintes à l'état limite de service.*

	M_{ser} *(KN.m)*	$A(cm^2)$	$I(cm^4)$	*k (N/mm^3)*	*Y (cm)*	σ_b *(MPa)*	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	*23,626*	*3,39*	$3,418\times10^3$	*0,06911*	*8,857*	*6,1220*	*C.V*
Appuis	*47,253*	*6,47*	$5,599\times10^3$	*0,0843*	*11,513*	*9,7158*	*C.V*

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

➢ $A_{min} = 0,5\%\ b\times h$

➢ $A_{max} = 4\%\ b\times h$ zone courante

➢ $A_{max} = 6\%\ b\times h$ zone de recouvrement

Tableau.III.36. *Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.*

	$\sum A(cm^2)$	*A min=5,25 cm²*	*A max=42 cm²*	*Correction*
Travées	*9,86*	*C.V*	*C.V*	***3HA12**=3,39cm²*
appuis		*C.V*	*C.V*	***3HA12+2HA14**=6,47cm²*

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{97{,}916\times10^3}{300\times320} = 0{,}305\,\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}305\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 6{,}47\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times97{,}916\times10^3}{400} = 2{,}81\,\text{cm}^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}[b-c-2\,;0{,}9d] = 25\,\text{cm}$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 97{,}916\text{KN} \leq 500\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times97{,}916\times10^3}{300\times250} = 2{,}61 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ ;\ \varphi_l = 12\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ cm^2$, $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d;40cm] = 28{,}8\ cm$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}305 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -37{,}914\ cm$$

✓ **Vérification vis-à-vis**(*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$S_t \leq$ min [h/4; 12Ø$_l$]

$S_t \leq$ Min [8,75; 14,4] = 8,75cm en zone nodale

$S_t \leq$ h/2 = 17,5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 5 cm (zone nodale)

- S_t = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b \leq A_t$

$0{,}003.15.30 = 1{,}35\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

$0{,}003.5.30 = 0{,}45\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0{,}095 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}095 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3,39}{30\times33} = 0.003 \le \frac{2}{f_e} = 0,005 \qquad \text{(c.v)}$$

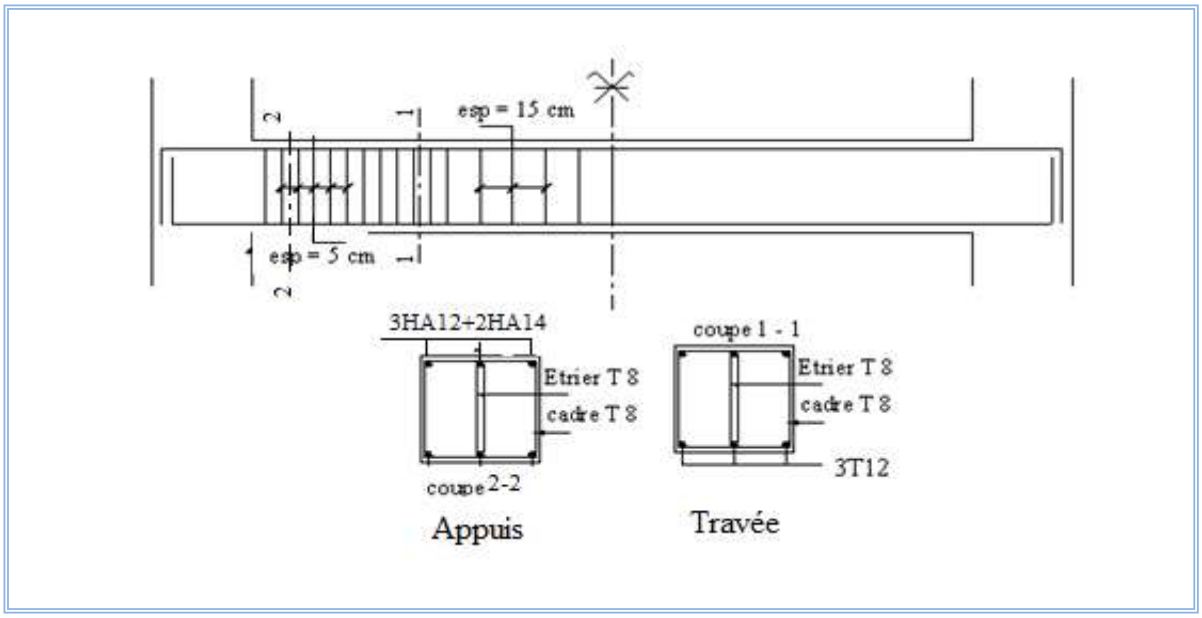


Figure.III.31.*Ferraillage de la poutre palière.*

III.4.5. Deuxième type d'escalier (escalier balancé) :

III.4.5.1. Dimensionnement:

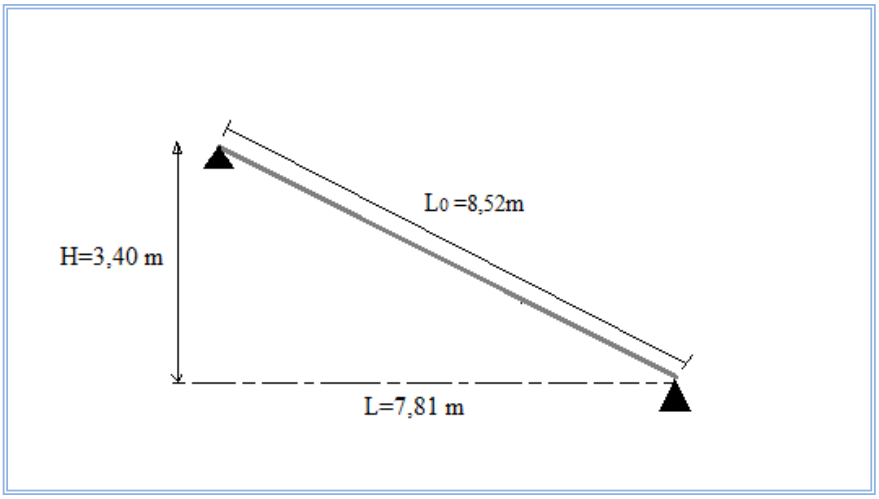


Figure.III.32. *Dimensions de l'escalier.*

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{3,40}{7,81} \Rightarrow \alpha = 23,51^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 8{,}517\text{m}$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59\text{cm} \le g + 2h \le 66\text{cm}.$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \le 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \ge 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,53m , L= 2,40m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \le 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \ge 0 \end{cases}$$

22,68 < n < 25,32

Donc on prend : n=25

Nombre de marches $n-1=24$

Nombre de contremarches $n=25$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 32{,}00 \ cm$

On prend g=32 cm 59cm ≤ 64 ≤ 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=7,81m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 26{,}03 \le e \le 22{,}30cm$

On prendra: e_p= 30 cm

III.4..2. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.37. *Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,30 / cosα	25	8,18
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	12,04

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.5.3. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.38. *Combinaison des charges de l'escalier.*

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Paillasse	12,04	2,5	20,004	14,540

III.4.5.4. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

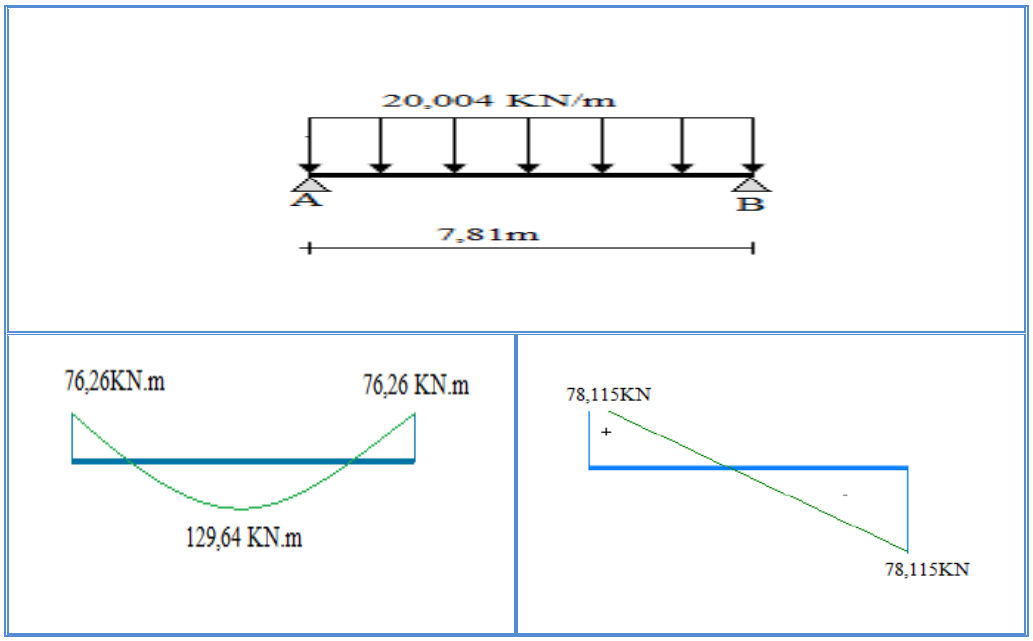


Figure.III.33. *Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.*

b. Etat Limite de service:

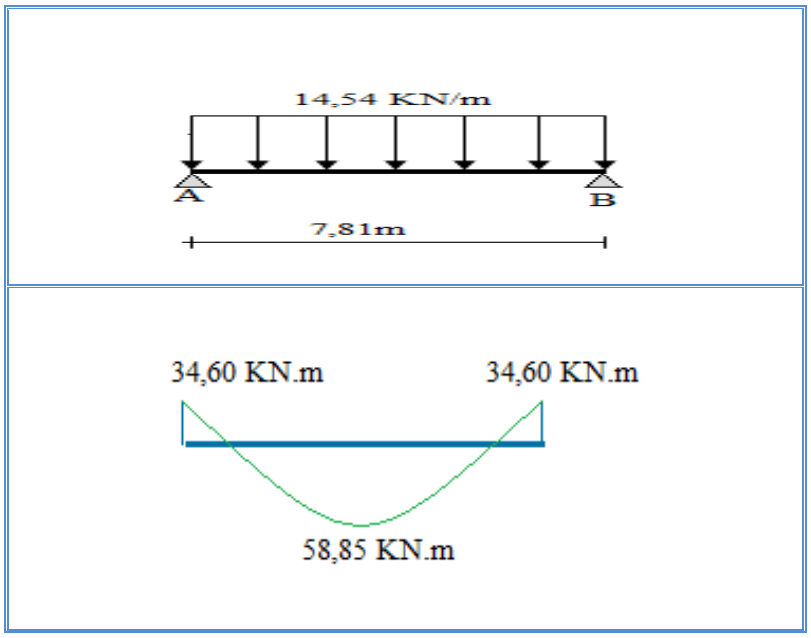


Figure.III.34. *Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.*

c. Récapitulation :

$M_t = 0,85\ M_{max}$ $M_a = 0,5\ M_{max}$

Tableau.III.39. *Récapitulation des résultats.*

	E.L.U			E.L.S	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
Sollicitation	129,64	76,26	78,115	58,82	34,60

III.4.5.5. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.40. *Les données.*

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 30 cm	d=27,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400M Pa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.41. *Calcul des sections d'acier de l'escalier.*

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	129,84	0,120	0,936	14,47	0	3	**8HA16= 16,08**
En appuis	76,26	0,071	0,964	8,26	0	3	**8HA14= 12,31**

a. Armature de répartition:

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 8T10 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 8T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 12,5 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 12,5 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{78{,}115\times10^3}{1000\times275} = 0{,}284\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa;\,5MPa\right] = 3{,}33\,MPa$$

$\tau_u = 0{,}284MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,MPa$ (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.42. *Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.*

	En travées	*En appuis*
A (cm²)	*16,08*	*12,31*
M_{ser} *(KN.m)*	*58,82*	*34,60*
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 9{,}355$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 8{,}398$

$I\ (cm^4)$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=106703{,}3485$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=87118{,}965$
$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	15	
$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5{,}157$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3{,}335$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. *Vérification de la flèche:*

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{30}{781}=0{,}0379 \geq 0{,}0625 & non\ \ vérifiée \\ \frac{16{,}08}{100\times 27{,}5}=0{,}00584 \leq 0{,}005 & non\ \ vérifiée \\ 0{,}0253 \geq \frac{129{,}64}{20\times 138{,}52}=0{,}0467 & non\ \ vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

Avec : $\begin{cases} f_i=\frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v=\frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}}; \\ \bar{f}=\frac{L}{500} \end{cases}$ $L=7{,}81 > 5m$

- ***Moment d'inertie de la section homogène I_0 :***

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$ *Moment d'inertie fictive.*

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.43. *Valeur de la flèche.*

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
19,337	0,0101	89,976	0,3624	2,0625	0,825	$29{,}9438.10^4$	32164,195
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,398	188476,195	253557,564	5,918	13,197	7,279	12,81	cv

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

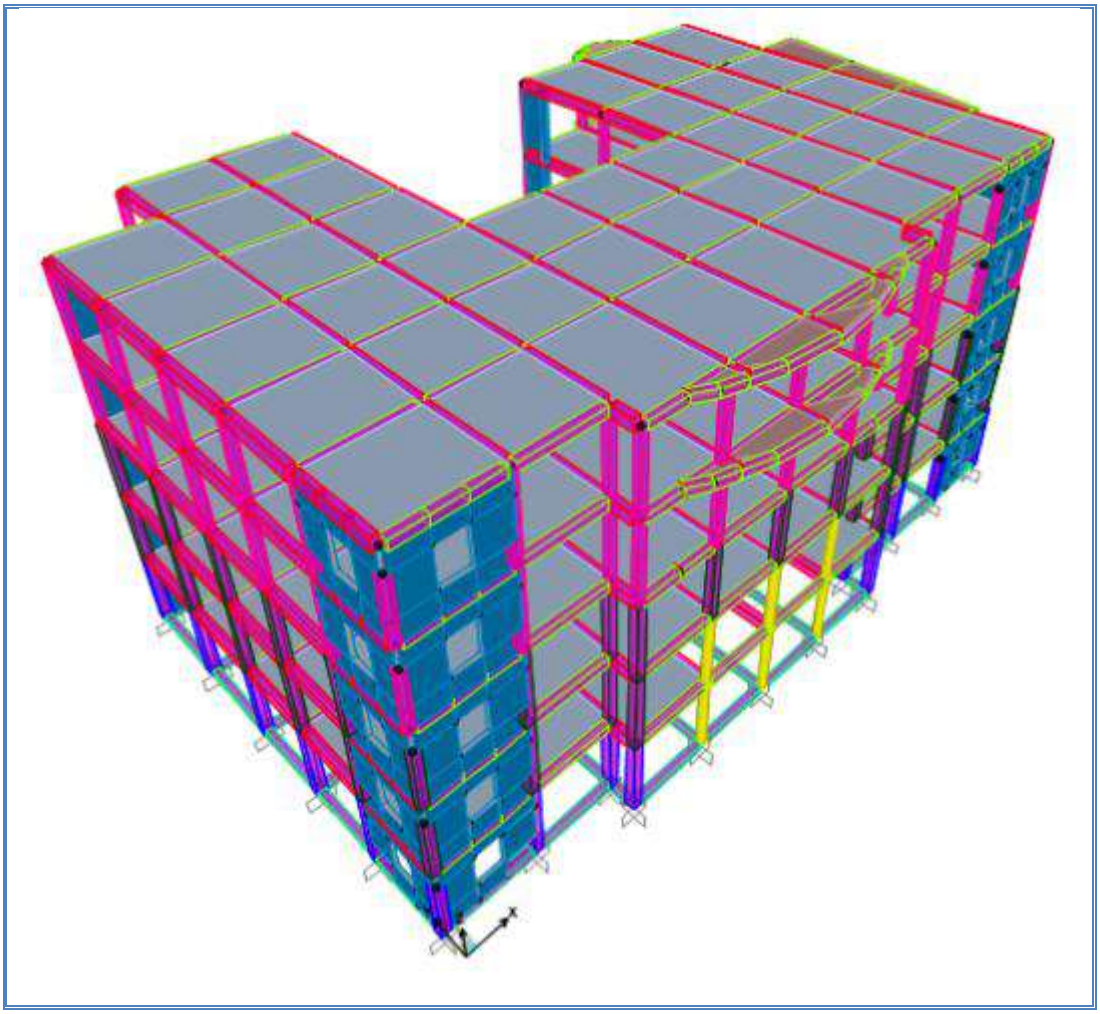


Figure.IV.1. *Vue de la structure en 3D*

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ;

on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

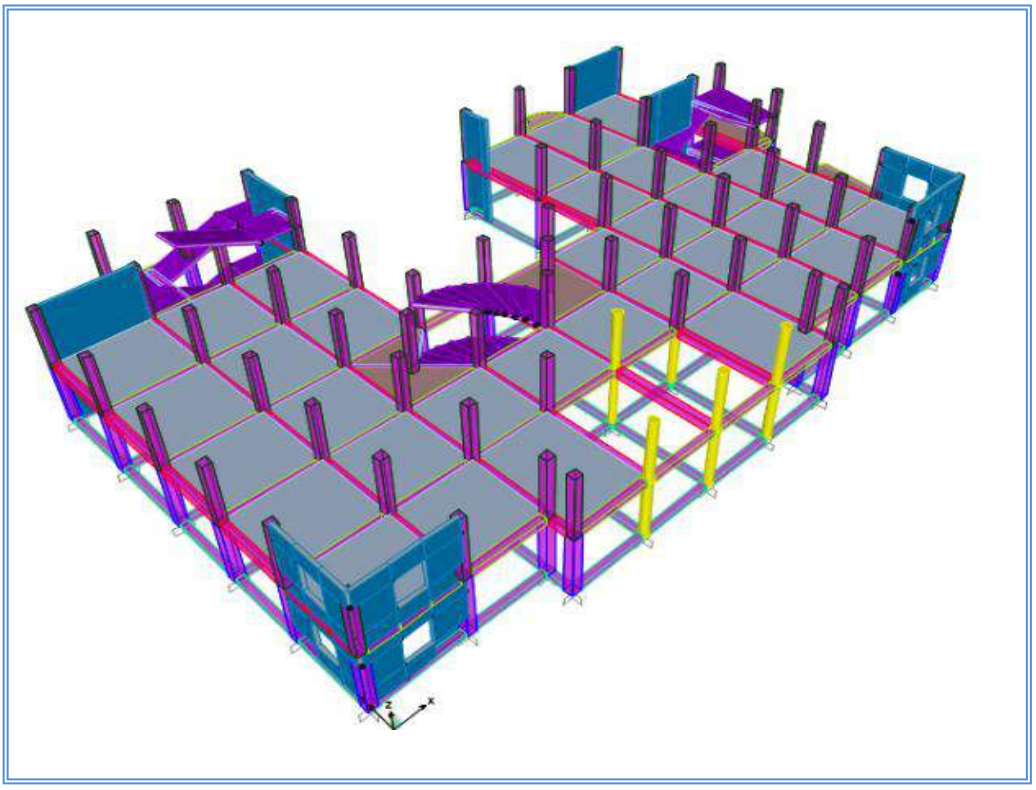


Figure.IV.2.*Disposition des voiles.*

Lx=35,44 m.

Ly=23,60 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.1. *Calcul de centre de masse.*

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
4ème	6565,822	110811,377	67568,874	16,877	10,291
3ème	6211,034	105121,751	62669.333	16,925	10,090
2ème	6390,163	107482.542	65256.344	16,820	10,212
1er	6285,578	104962,867	65627,719	16,699	10,441
RDC	6146,393	103038,132	66012,261	16,764	10,740

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de
- Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

A. les poteaux:

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité:

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- E: module de Young.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- L: longueur du poteau.

✓ ***Moment d'inertie:*** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants:

- Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '1' :

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

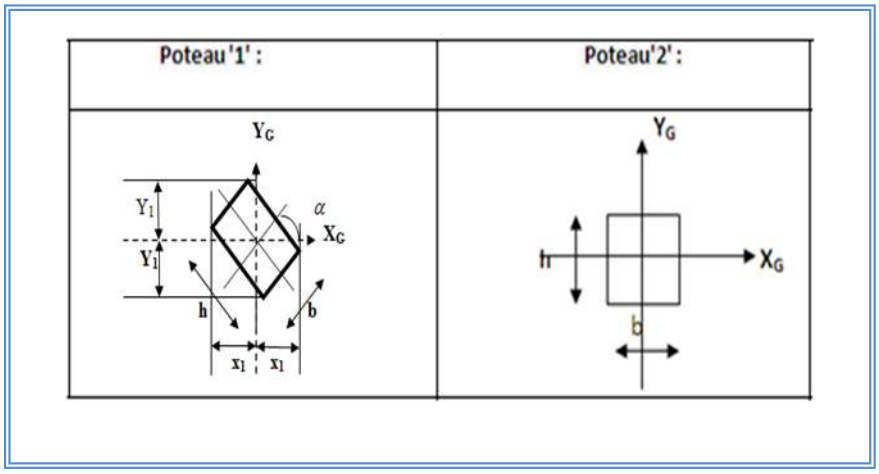


Figure.IV.3. *Types des poteaux.*

B. Les refends:

B.1. Les refends pleins:

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a:

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de refend.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

✓ ***Moment d'inertie:***

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

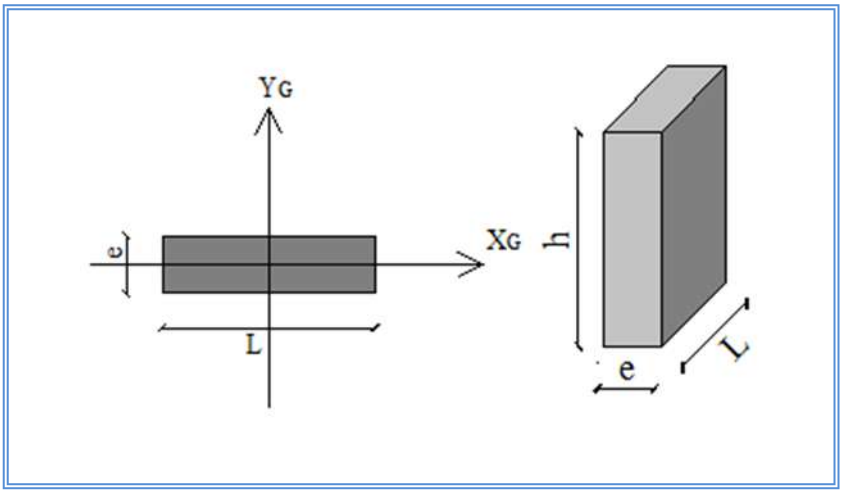


Figure.IV.4. *Voile plein.*

B.2. Les refends avec ouvertures:

Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on a des baies dans les refends, donc on fait les calculs pour un refend avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le refend avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

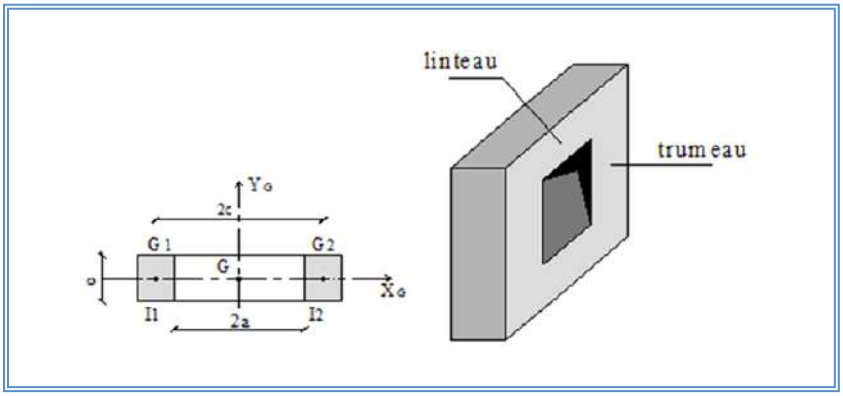


Figure.IV.5. *Voile avec une seule ouverture.*

La rigidité d'un refend avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un refend plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…). Donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures.

L'inertie équivalente " I_e " d'un refend avec file d'ouverture est égale à l'inertie du refend fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.

- ✓ ***Méthode approximative pour le calcul de l'inertie équivalent: [6]***

Comme notre bâtiment est moins élevé, donc on fait le calcul seulement par le séisme.

La flèche au sommet d'un refend plein (chargement triangulaire séisme)

$$f = \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est:

$$f = \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{T_1}{EI} \cdot \frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + \frac{11}{60} \cdot \frac{T_1.H^3}{EI}$$

Par égalisation on aura: $I_e = \dfrac{a_n I}{\dfrac{60}{11} \cdot \dfrac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \dfrac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$

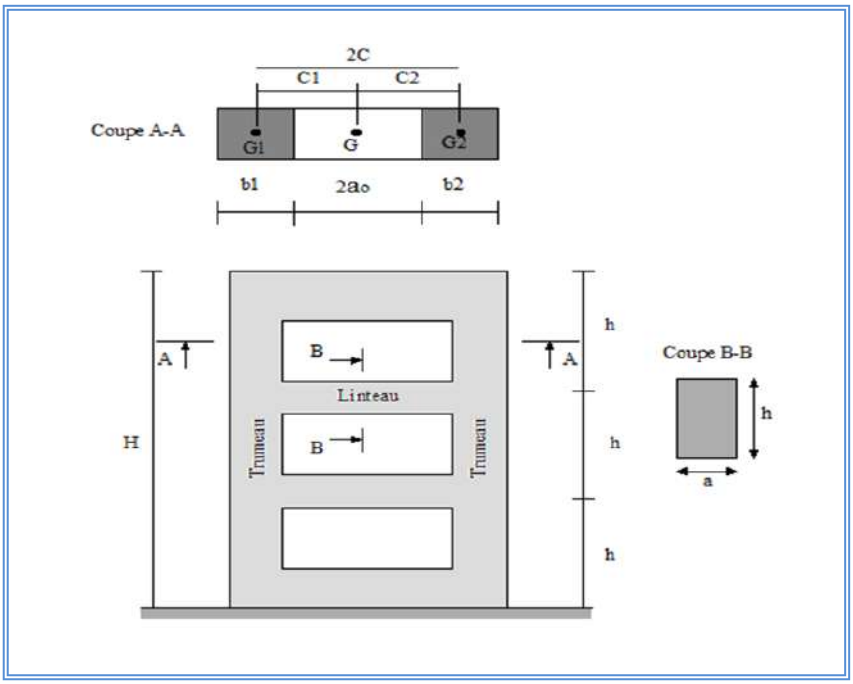


Figure.IV.6. *Voile avec une file d'ouverture (Chargement triangulaire).*

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{8}{20n} \quad \frac{1}{30n^2} \quad \frac{1}{30n^3} \quad \frac{20}{11} \ldots \qquad \text{si } n \leq 11$$

$$a_n = 1 \qquad \text{si } n > 11$$

- a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.
- n: nombre de niveaux,
- I: inertie totale du refend.
- E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

- I_i : moment d'inertie des trumeaux.
- A_i: aire des éléments du refend.
- 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
- a: demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3}.H}$: voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: voile à une deux d'ouvertures.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

- H: hauteur d'étage.
- H_0: hauteur totale du refend.
- α : (coefficient des monolithismes des voiles).

✓ ***Remarque:*** si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. *Calcul du centre de torsion.*

Etage	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	$X_T (m)$	$Y_T (m)$
4ème	0,0938	0,6498	1,05056	4,32506	11,20	6,656
3ème	0,1875	0,5362	2,1000	4,02043	11,20	7,498
2ème	0,3908	1,1350	4,37696	9,74057	11,20	8,582
1er	0,6966	3,2140	7,80192	30,39480	11,20	9,457
RDC	2,3370	4,6850	26,1744	74,94126	11,20	15,996

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. *Calcul de l'excentricité théorique*

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)
4ème	11,20	6,656	16,877	10,291	5,677	3,635
3ème	11,20	7,498	16,925	10,090	5,725	2,592
2ème	11,20	8,582	16,820	10,212	5,620	1,630
1er	11,20	9,457	16,699	10,441	5,499	0,984
RDC	11,20	15,996	16,764	10,740	5,564	5,256

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : (*Art.4.2.7: RPA 99 VERSION 2003*)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.4. *Calcul d'excentricité accidentelle.*

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
4ème	35,44	23,60	1,772	1,18
3ème	35,44	23,60	1,772	1,18
2ème	35,44	23,60	1,772	1,18
1er	35,44	23,60	1,772	1,18
RDC	35,44	26,60	1,772	1,18

Tableau.IV.5. *Calcul de l'excentricité totale.*

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	Ex Théo	Ex ACC	Ex Théo ± ExACC	Ey Théo	Ey ACC	Ey Théo±Ey ACC
17,00	5,677	1,772	3,905	3,635	1,18	2,455
13,60	5,725	1,772	3,953	2,592	1,18	1,412
10,20	5,620	1,772	3,848	1,630	1,18	0,45
6,80	5,499	1,772	3,727	0,984	1,18	2,164
3,40	5,564	1,772	3,792	5,256	1,18	4,076

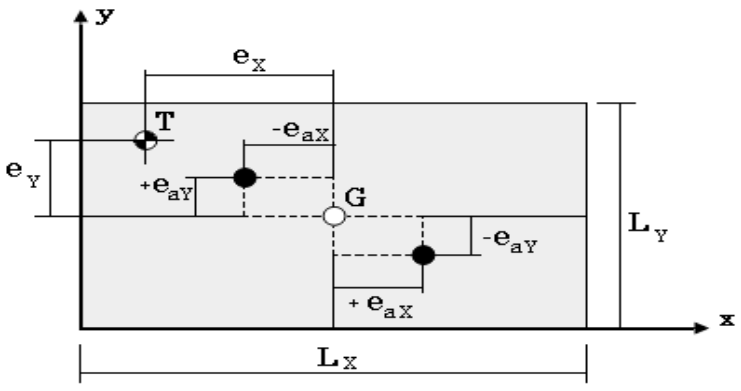


Figure.IV.7. *Excentricité théorique et accidentelle.*

IV.2.4. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

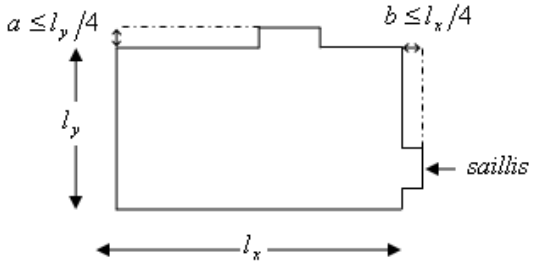
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

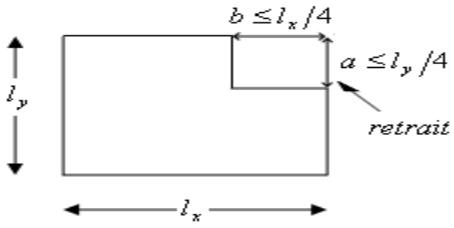
Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. (Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "***SAP2000.v17***")

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En zone IIa le bâtiment étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

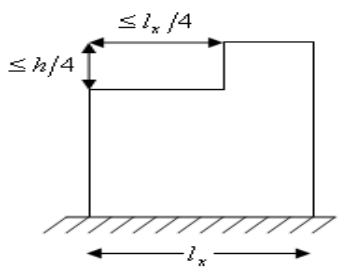
a)Régularité en plan :

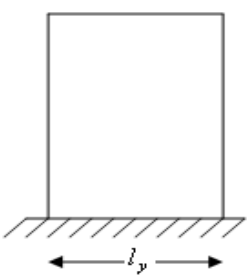




- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :





- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation.

2. La configuration du bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht=17 m <23 m **(C.V)**

✓ Donc selon [1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené. La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis ***SAP2000.v17***.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "***SAP2000.v17***" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

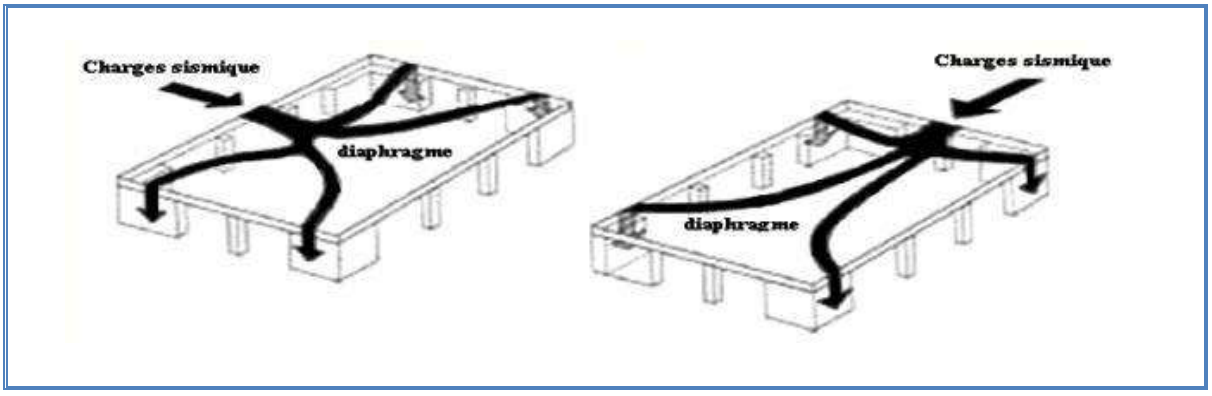


Figure.IV.8. *Plancher rigide.*

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Tableau.IV.6. *Coefficient d'accélération de zone* ***A***.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0,25	0,20	**0,15**	0,10

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3*).

On prend dans un premier calcul (R= 4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000.v17**) qui sont données ci-après.

❖ ***Verticalement :***

Somme de réactions totales à la base : Fz=36340,525KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=4358,112KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=31982,413KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 11,992 %

❖ ***Horizontalement :***

- ***Suivant Ex :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x : Fx=3504,899 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles des voiles : Fx=3129,315 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fx=375,584 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 89,284 %

- ***Suivant Ey :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : Fy=3482,206 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fy=2755,798 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fy= 726,408 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 79.139 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement mixte (portiques + voiles en béton armé) et ce conformément (*Art.3.4.A.4.b: RPA 99 version 2003*).

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIa, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.
- ✓ Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m maximum.

Donc : **R= 4**

d. facteur de qualité Q : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4*).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.7. *détermination du facteur de qualité Q.*

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2. Redondances en plan	Non	0,05	Non	0,05
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0,15		0,15	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$
$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

e. périodes caractéristiques : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

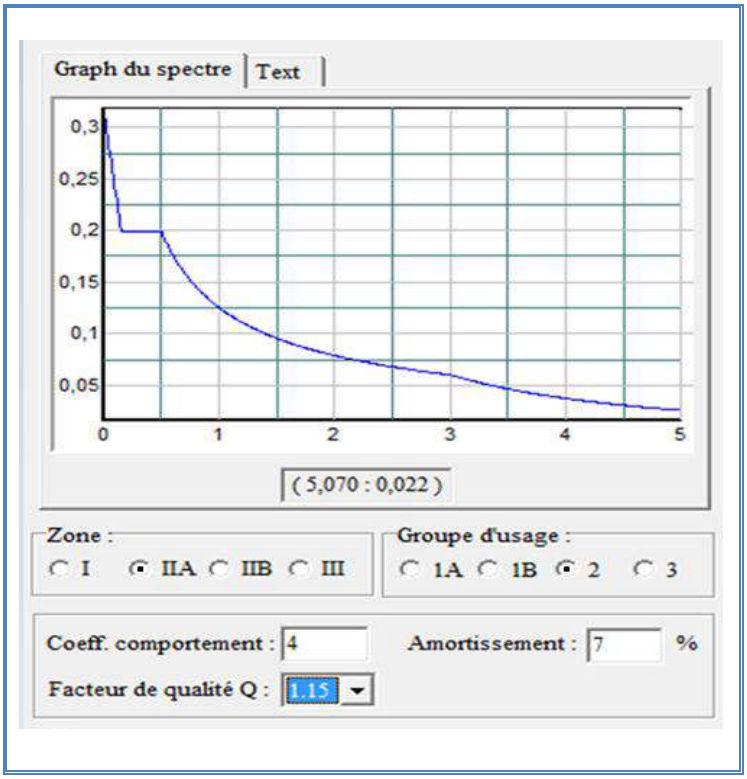


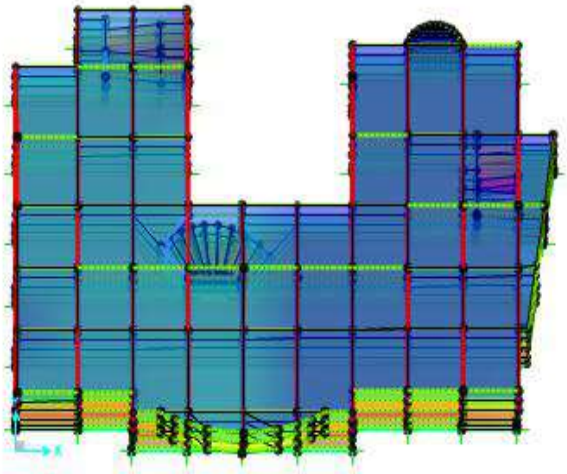
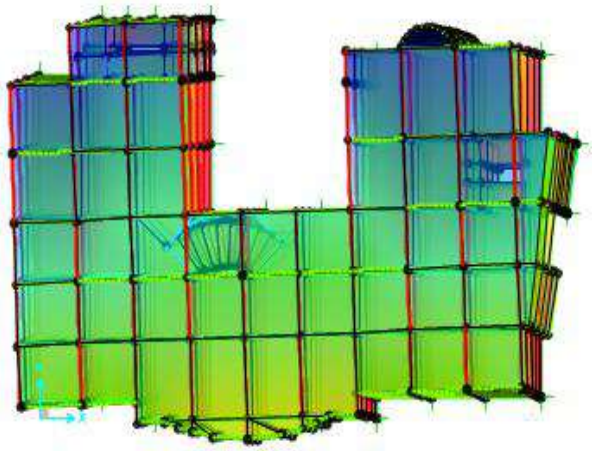
Figure.IV.9. *Spectres de réponse.*

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Mode 1	Mode 2
	

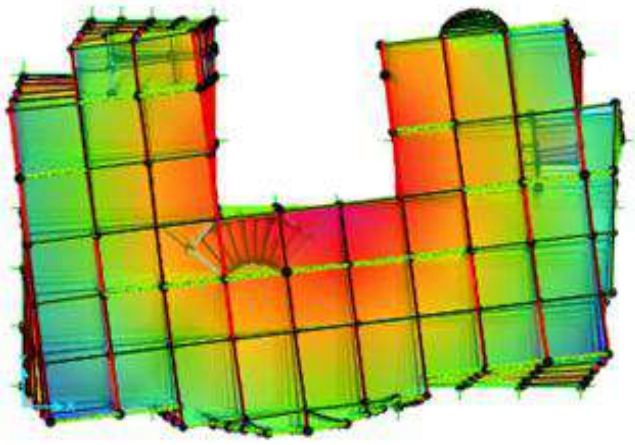
Mode 3


Figure.IV.10. *Le comportement des trois premiers modes.*

Tableau.IV.8. *Le comportement des trois premiers modes.*

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur dans le sens (y)	Translation dans le sens (x)	rotation autour de (z)

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: (*Art. 4.3.4.a: RPA 99 VERSION 2003*).

Tableau IV.9. *Coefficient de participation massique.*

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant" y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0,402	0,038	71,481	0,038	71,481
2	0,383	65,157	0,032	65,195	71,513
3	0,306	49.480	0,010	70,143	71,523
4	0,131	0,013	1,138	70,155	72,661
5	0,130	0,350	1,135	70,191	73,796
6	0,129	0,030	0,015	70,191	73,811
7	0,128	0	0,031	70,192	73,842
8	0,119	0,001	17,037	70,196	**90,878**
9	0,098	18,769	0,027	88,965	**90,905**
10	0,080	1,070	0,055	**90,034**	**90,96**

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 10ème mode.

IV.4.3. Vérification de la période : (*Art.4.2.4.4: RPA 99 VERSION 2003*)

Les valeurs de T calculées à partir de ***SAP2000.v17*** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

T : période fondamentale suivant les deux directions, on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0,05 \rightarrow Tx=Ty=0,05\times 17^{3/4}=0,419$ s

- $T=0,09h_N/D^{1/2}$(*Art.4.2.4: RPA 99 VERSION 2003*)

$$\begin{cases} T_X = 0,26s \\ T_Y = 0,31s \end{cases}$$

$1,3\times T_{Emp} = 1,3\times 0,31 = 0,41$ s

$T_{Num} = 0,40$ s

$T_{Num} \leq 1,3\times T_{Emp}$ (c.v)

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (*Art.4.2.6: RPA 99 VERSION 2003*)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée ;Donc il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0,8$$

❖ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003*)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0,5$ s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$ (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

(Avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0{,}882 \geq 0{,}7$ (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}26s \\ T_Y = 0{,}31s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W=34646,623KN.

Tableau.IV.10. *Calcul de la force sismique.*

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,15	2,205	2,205	4,0	1,15	1,15	34646,623	3294,569	3294,569

Tableau.IV.11. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	$V_t > 0{,}8\times V$
X	3294,569	3575,328	2635,655	C.V
Y	3294,569	3592,021	2635,655	C.V

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

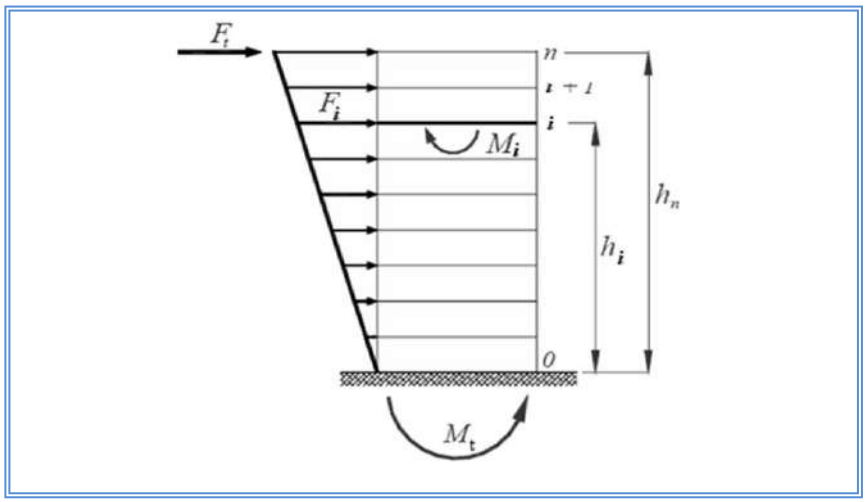


Figure.IV.11. *Les forces agissent sur la stabilité au renversement.*

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*)

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,26 s → F_t = 0
- Ty = 0,31 s → F_t = 0

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_y = \alpha_y . V_y$$

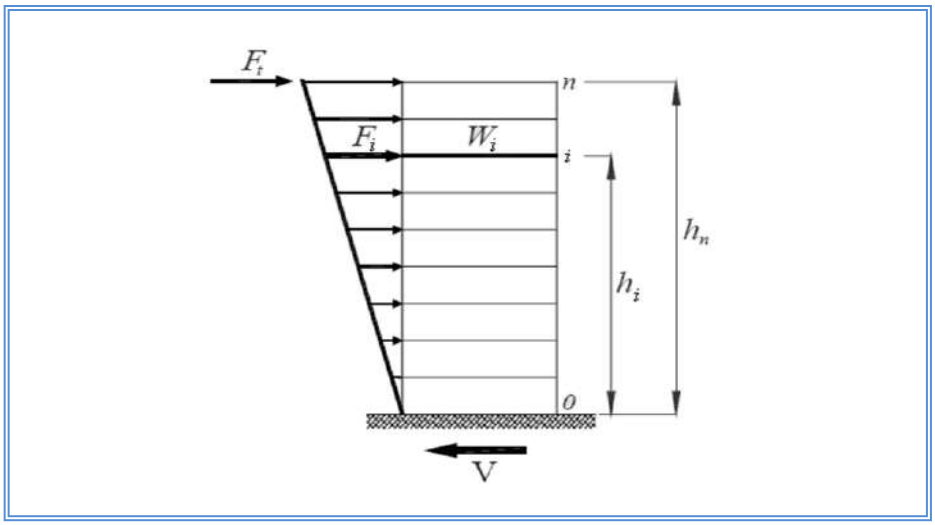


Figure.IV.12. *Distribution des forces sismiques.*

✓ V_x =3294,569KN

Tableau.IV.12. *Forces sismiques selon la hauteur suivant X.*

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (KN)
+17,00	6565,82	11161,94	0,3435	1228,27
+13,60	6211,03	84470,01	0,2599	929,52
+10,20	6390,16	65179,63	0,2006	717,24
+6.80	6285,58	42741,94	0,1315	470,34
+3.40	6146,39	20897,73	0,0643	229,96
SOMME		**324908,25**	**1**	**3575,33**

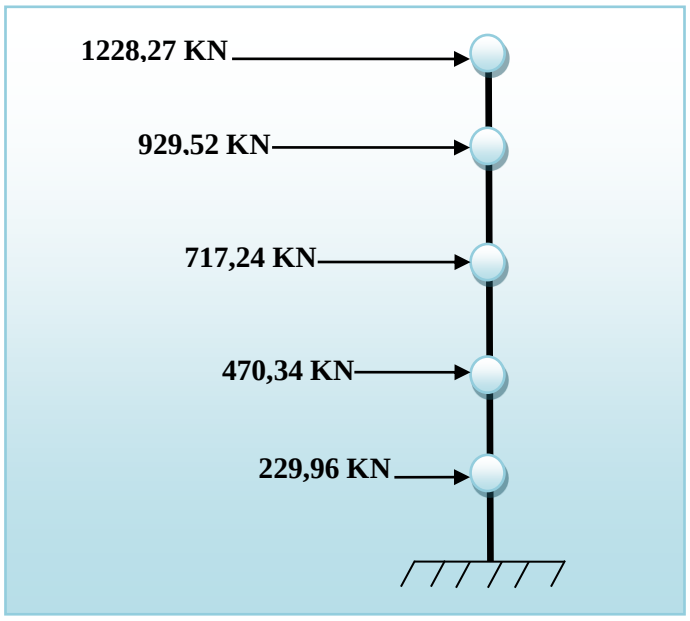


Figure.IV.13. *Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.*

✓ V_Y =3294,569 KN

Tableau.IV.13. *Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.*

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
+17,00	6565,82	111618,94	0,3435	1234,00
+13,60	6211,03	84470,01	0,2599	933,86
+10,20	6390,16	65179,63	0,2006	720,59
+6,80	6285,58	42741,94	0,1315	472,53
+3,40	6146,39	20897,73	0,0643	231,03
SOMME		**324908,25**	**1**	**3592,01**

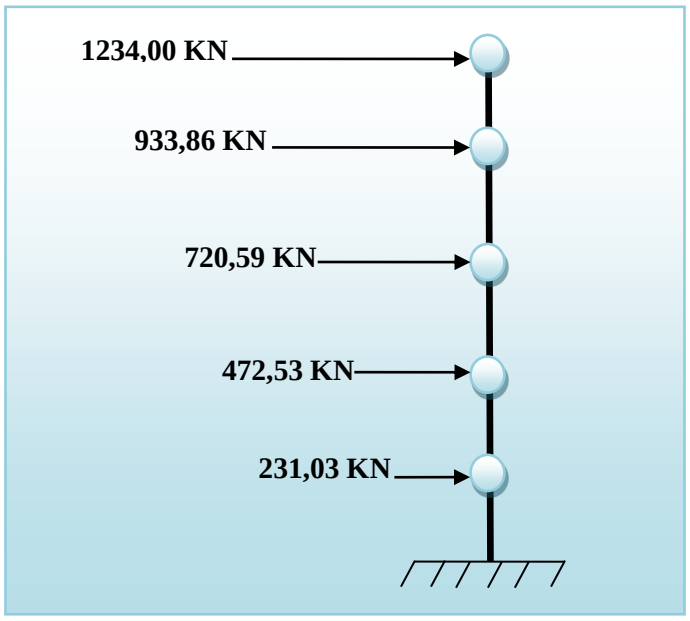


Figure.IV.14. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Tableau.IV.14. *Calcul du moment de renversement.*

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+17,00	1228,27	1234,00	20880,55	20978,04
+13,60	929,52	933,86	12641,44	12700,46
+10,20	717,24	720,59	7315,89	7350,05
+6,80	470,34	472,53	3198,29	3213,23
+3,40	229,96	231,03	781,87	785,52
∑Mo			**44818,04**	**45027,30**

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.15. *Calcul du moment stabilisant.*

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+17,00	6565,82	16,877	10,291	110811,377	67568,874
+13,60	6211,03	16,925	10,090	105121,751	62669,333
+10,20	6390,16	16,820	10,212	107482.542	65256,344
+6.80	6285,58	16,699	10,441	104962,867	65627,719
+3.40	6146,39	16,764	10,740	103038,132	66012,261
$\sum M_t$				**531416,669**	**327134,531**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.16. *Vérification de stabilisation.*

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
531416,669	327134,531	44818.04	45027.30	11,857	7,265	C.V

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad (Art.4.4.3: RPA\ 99\ VERSION\ 2003)$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*): le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.17. *Vérification des déplacements inter-étage sens X.*

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+17,00	0,89	3,56			
+13,60	0,65	2,60	0,96	3,40	Oui
+10,20	0,43	1,72	0,88	3,40	Oui
+6,80	0,23	0,92	0,80	3,40	Oui
+3,40	0,07	0,28	0,64	3,40	Oui
+0,00	0,00	0,00	0,28	3,40	Oui

Tableau.IV.18. *Vérification des déplacements inter-étage sens Y.*

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+17,00	1,03	4,12			
+13,60	0,77	3,08	1,04	3,40	Oui
+10,20	0,52	2,08	1,00	3,40	Oui
+6,80	0,29	1,16	0,92	3,40	Oui
+3,40	0,10	0,40	0,76	3,40	Oui
+0,00	0,00	0,00	0,40	3,40	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0{,}10<\theta\leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si $\theta>0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.19. *Vérification l'effet P-Δ sens X.*

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+17,00	6565,82	1228,27	1228,27	0,96	0,00302	C.V
+13,60	6211,03	929,52	2157,79	0,88	0,00186	C.V
+10,20	6390,16	717,24	2875,03	0,80	0,00174	C.V
+6,80	6285,58	470,34	3345,37	0,64	0,00018	C.V
+3,40	6146,39	229,96	3575,33	0,28	0,00014	C.V

Tableau IV.20. *Vérification* l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
+17,00	6565,82	1234,00	1234,00	1,04	0,00336	C.V
+13,60	6211,03	933,86	2167,86	1,00	0,00211	C.V
+10,20	6390,16	720,59	2888,45	0,92	0,00200	C.V
+6,80	6285,58	472,53	3360,98	0,76	0,00021	C.V
+3,40	6146,39	231,03	3592,01	0,40	0,00020	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{Bc * fc_{28}} \leq 0,3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau.II.21. *Vérification de l'effort normal réduit* Poteaux carrés.

	N_d (N)	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
4ème étage	222,21	90000	0,0987	Oui
3ème étage	441,60	90000	0,1963	Oui
2ème étage	680,32	122500	0,2222	Oui
1ème étage	917,03	122500	0,2994	Oui
RDC	1152,84	160000	0,28821	Oui

Tableau.II.22. *Vérification de l'effort normal réduit Poteaux circulaire.*

	N_d (N)	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
1ème étage	716,72	96162,50	0,2982	Oui
RDC	864,88	125600	0,2754	Oui

IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ **avec :** $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3,33\ \text{MPa}$$ (fissuration peu nuisible).

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b} = 2,50\text{MPa}; 4\text{MPa}\right] = 2,50\ \text{MPa}$$ (fissuration préjudiciable).

Tableau.II.23. *Vérification de cisaillement des poutres.*

Elément	Section (cm²)	**Vu (kN)**	combinaison	τ_u **(MPa)**	$\overline{\tau}_u$ **(MPa)**	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
Poutre principale	30*45	113,42	1.35G+1.5Q	0,89	3,33	C.V
Poutre secondaire	30*35	69,03	G+Q+Edx	0,71	3,33	C.V
Poutre palière	30*35	21,29	G+Q+Edx	0,22	3,33	C.V
	30*30	19,45	G+Q+Edx	0,24	3,33	C.V
Longrine	30*30	12,32	1.35G+1.5Q	0,15	2,50	C.V

Tableau.II.24. *Vérification de cisaillement des poteaux.*

Poteaux	Section (cm²)	**Vu (kN)**	combinaison	τ_u **(MPa)**	$\overline{\tau}_u$ **(MPa)**	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
30*30	Suivant X	44,14	G+Q+Edx	0,54	3,33	C.V
	Suivant Y	21,73	G+Q+Ed_Y	0.26	3.33	C.V
35*35	Suivant X	55,74	G+Q+Ed_X	0,49	3,33	C.V
	Suivant Y	18,52	G+Q+Ed_Y	0,16	3.33	C.V
40*40	Suivant X	41,60	G+Q+Ed_X	0,22	2.50	C.V
	Suivant Y	18,29	G+Q+Ed_Y	0,28	2.50	C.V
D(40)	Suivant X	9,41	G+Q+Edx	0,07	2,5	C.V
	Suivant Y	5,29	G+Q+Ed_Y	0,04	2,5	C.V

IV.5.Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau.II.25. *Dimensions finales des poutres.*

Elément	Section (cm²)
Poutre principale	30*45
Poutre secondaire	30*35
Poutre palière	30*35
	30*30
Poutre chinage	30*30

***Tableau*.II.26.** *Dimensions finales des poteaux.*

	Poteaux carrés	Poteaux circulaire
Niveau	Section (cm²)	Diamètre
3ème et 4ème Etage	30*30	/
2eme Etage	35*35	/
1er Etage	35*35	D(35)
RDC	40*40	D(40)



Ferraillage des éléments Structuraux

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles ***RPA99 version 2003****(Art5.2)*
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Les sections:**
  - Poutres principales :**(bxh)** = (30x45) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V.1*Les données de calcul.*

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui $\geq A_{min}$CBA et A_{min} RPA
- ❖ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

V.2.2.b. Armatures transversales[1]►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$S_t \leq h/2$ en — Zone courante

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ — Zone nodale

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.2.*Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).*

Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	64,29	1.35G+1.5Q	4,5	6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-112,34	G+Q+Ey	7,1	8,01	3HA14+3HA12
Plancher courant	Travée	67,75	0.8G+Ey	4,2	6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-113,57	G+Q+Ey	7,2	8,01	3HA14+3HA12

Tableau.V.3.*Section des armatures longitudinales des poutres secondaires(non porteuse).*

Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	32,44	G + Q + E_x	2,6	4,62	3HA14
	Appui	-51,80	G + Q + E_X	4,2	4,62	3HA14
Plancher courant	Travée	38,49	G + Q + E_x	3,1	4,62	3HA14
	Appui	-56,75	G + Q + E_x	4,6	4,62	3HA14

V.2.4.Vérification :

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.V.4.*Vérification des poutres principales à l'E.L.S.*

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (*MPa*)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (*MPa*)
Plancher terrasse	Travée	46.99	préjudiciable	5.91	CV	180.53	CV
	Appui	-58.54	préjudiciable	6.98	CV	194.67	CV
Plancher courant	Travée	46.54	préjudiciable	5.86	CV	178.80	CV
	Appui	-57.88	préjudiciable	6.91	CV	192.47	CV

Tableau.V.5.*Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.*

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse	Travée	12.25	préjudiciable	2.01	CV	92.60	CV
	Appui	-18.17	préjudiciable	2.64	CV	102.06	CV
Plancher courant	Travée	47.38	préjudiciable	6,00	CV	182,00	CV
	Appui	-34.11	préjudiciable	4.3	CV	131,00	CV

❖ **Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Tableau.V.6.*Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.*

Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1,35 cm^2	A_{min} RPA = 6,75cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 54 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =81cm^2
Plancher terrasse	Travée	6,88	10.27	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	8.01	11.40	C.V	C.V	C.V	C.V
Plancher courant	Travée	6.88	11.50	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	8.01	12.63	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau .V.7.*Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.*

Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1,05 cm^2	A_{min} RPA = 5,25cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 42 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =63cm^2
Plancher terrasse	Travée	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	4,62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
Plancher courant	Travée	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V

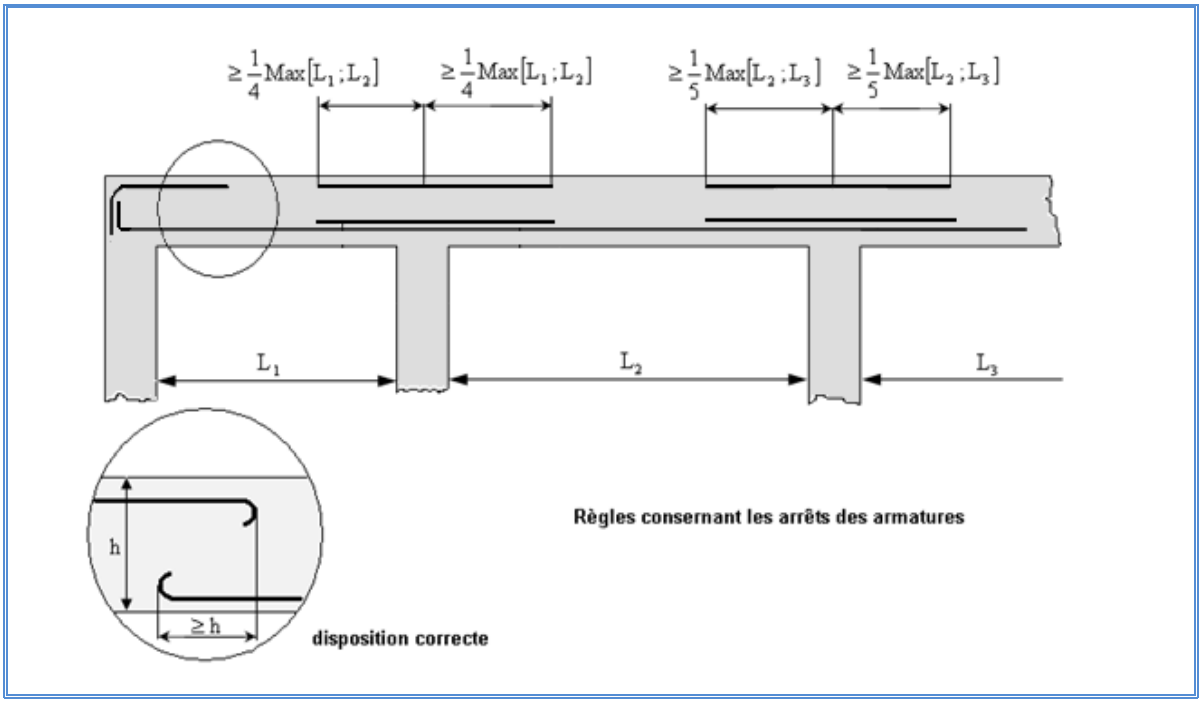


Figure.V.1.*Disposition des armatures longitudinales des poutres.*

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau.V.8.*Calcul de* $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	les fissurations est préjudiciable
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$

Tableau.V.9.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.*

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Plancher terrasse	107.91	1,35G+1,5Q	0,85	3,33	C.V
Plancher étages	116.342	1,35G+1,5Q	0,91	3,33	C.V

Tableau.V.10.*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.*

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Plancher terrasse	95.96	G+Q+Ex	0,98	3,26	C.V
Plancher étages	33.69	1,35G+1,5Q	0,35	3,33	C.V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

➢ D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

$A_t \geq 0.003.S_t.b$

➢ D'après le **R.P.A 99 v 2003** Art[7.5.2.2] : $\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4,\ 12\phi] & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 & \text{en zone courante} \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.11.*Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.*

Section	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
30x45	0,98	2,01	9,6	22,5	0,86	10	15	**4Ø8**
30x35	0,91	2,01	8,75	17,5	0,79	10	15	**4Ø8**

V.2.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,75

Tableau.V.12.*Vérification de la flèche des poutres.*

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,092	0,062	C.V	0,092	0,075	C.V	0,0061	0,0105	C.V
PS	0,097	0,062	C.V	0,097	0,075	C.V	0,0041	0,0105	C.V

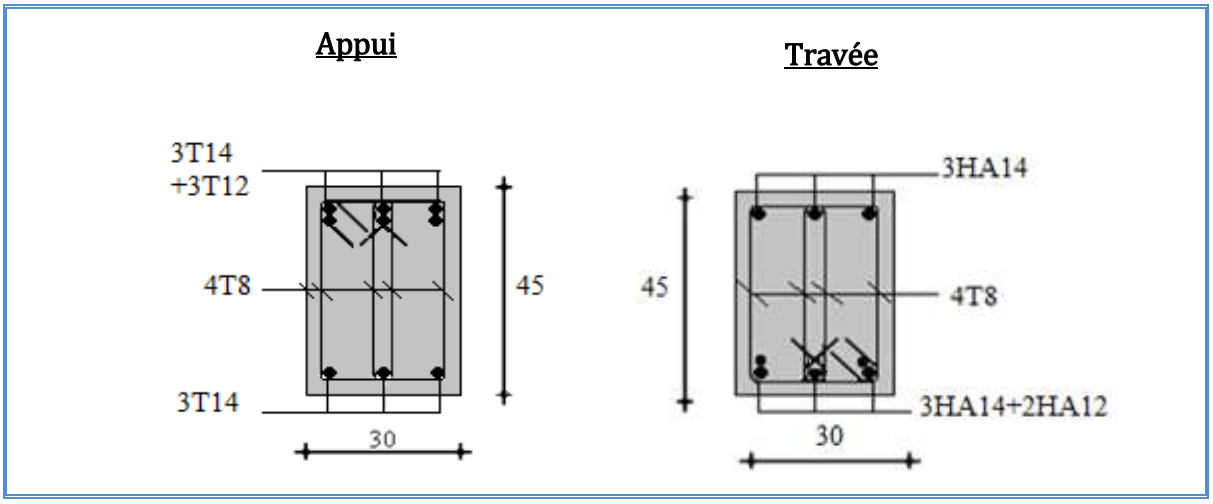


Figure.V.2. *Ferraillages des poutres principales.*

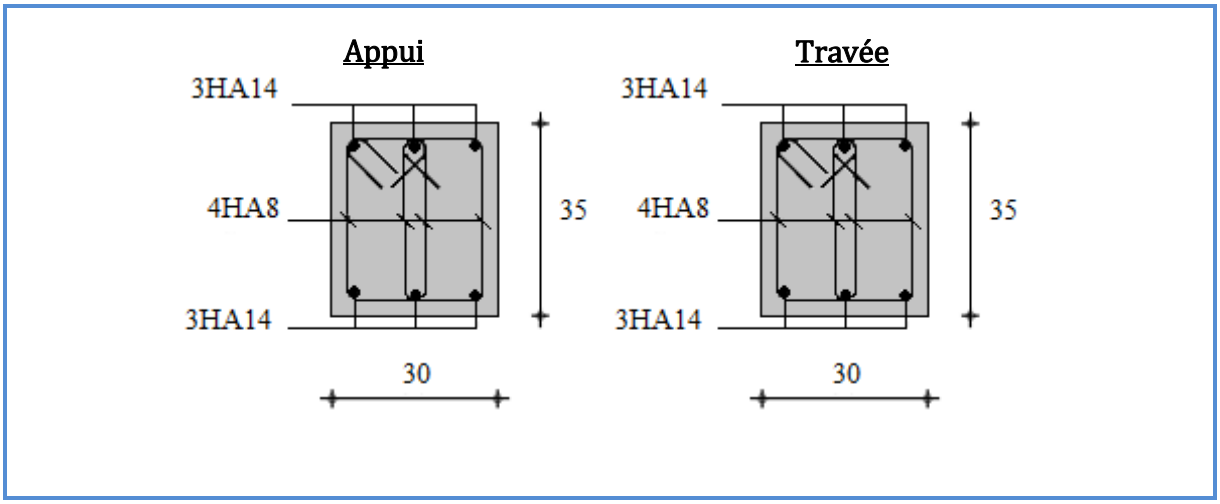


Figure.V.3. *Ferraillages des poutres secondaires.*

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \ \ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \ \ B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

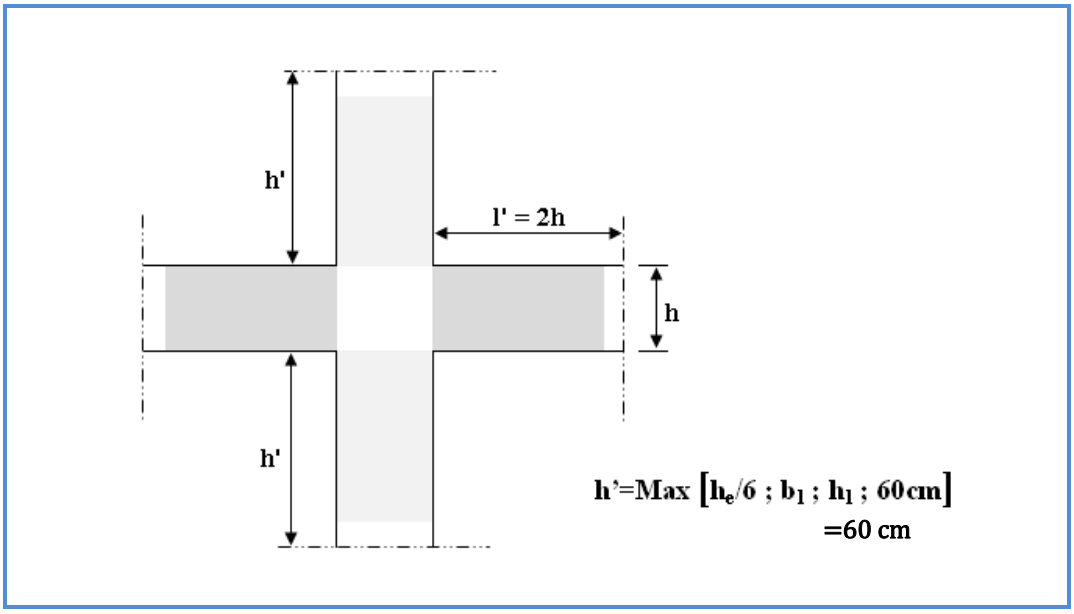


Figure.V.4. *Définition de la zone nodale dans les poteaux.*

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **IIa** par:

$0{,}8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E
- ❖ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- ❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{Mu}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a=\text{Max}[\frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h}\leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau

Niveau	N°	poteau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Acalc-uler (cm²)	Amin RPA (cm²)	Achoisie (cm²)	
4 eme étage	286	30*30	Nmin --> Mcorr	0,8.G+Ey	-106.47	3.49	4.8	7.2	4HA14+ 4HA12	10.68
	322		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ex	107.53	41.43	2.4			
	117		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	441.60	6.57	4.8			
3 eme étage	286	30*30	Nmin --> Mcorr	G+Q+Ey	-106.47	3.49	4.2	7.2	4HA14+ 4HA12	10.68
	322		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ex	107.53	41.43	2.4			
	157		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	441.60	6.57	4.8			
2 eme étage	285	35*35	Nmax --> Mcorr	0,8.G+Ey	-296.88	6.21	2.3	9.8	8HA14	12.31
	290		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ey	260.72	60	5.6			
	116		Nmin --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	680.32	12.55	5.6			
1er étage	284	35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+Ey	-547.23	4.58	4	9.8	8HA14	12.31
	295		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ex	274.99	45.81	5.6			
	115		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	923.03	2.71	5.6			
RDC	283	40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+Ey	-1045.2	6.70	5.3	12.80	4HA16+ 4HA14	14.20
	293		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ex	385.28	42.66	6.4			
	283		Nmax --> Mcorr	G+Q+Ey	1404.84	-21.08	6.4			
1er étage	119	Ø35	Nmin --> Mcorr	0.8G+Ex	258.44	9.99	4.4	9.8	8HA14	12.31
	148		Mmax --> Ncorr	G+Q+Ey	725.77	20.73	4.4			
	153		Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	1064.83	5.97	4.4			
RDC	110	Ø40	Nmin --> Mcorr	0.8G+Ey	238.26	25.06	5	12.8	4HA16+ 4HA14	14.20
	149		Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	446.31	35.23	5			
	164		Nmax --> Mcorr	G+Q+Ey	916.72	-5.91	5			

Tableau.V.13.*détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.*

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G} \right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = \text{k}.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ \text{k}.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$ [2] [B.6.5.3]
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202\text{MPa}$, **[2] [A.4.5.3.3]**

Les résultats de vérification sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.V.14.*Vérification des armatures à ELS des poteaux.*

Niveau	N°	Poteau	Comb	N (kN)	M (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
4 eme étage	282	30x30	G+Q	8.17	0.36	0.2	0.2	2.2	15.00	201.63
	247		G+Q	111.11	-23.49	9.2	163.3	105.8	15.00	201.63
	147		G+Q	163.16	-9.28	2.9	0.00	39.1	15.00	201.63
3 eme étage	282	30x30	G+Q	8.17	0.36	0.2	0.2	2.2	15.00	201.63
	247		G+Q	111.11	-23.49	9.2	163.3	105.8	15.00	201.63
	147		G+Q	163.16	-9.28	2.9	0.00	39.1	15.00	201.63
2 eme étage	5	35x35	G+Q	84.80	0.29	0.07	0.00	10.1	15.00	201.63
	244		G+Q	471.47	-23.14	5.3	0.00	74.9	15.00	201.63
	115		G+Q	868.52	1.97	4.8	0.00	69.9	15.00	201.63
1 eme étage	6	35x35	G+Q	66.25	0.58	0.6	0.00	8.3	15.00	201.63
	245		G+Q	345.98	-28.08	5.3	2.7	72.5	15.00	201.63
	116		G+Q	493.95	9.02	6.2	0.00	80.7	15.00	201.63
RDC	4	40x40	G+Q	129.38	1.06	0.8	0.00	11.2	15.00	201.63
	243		G+Q	603.02	-24.51	1.7	0.00	67.8	15.00	201.63
	238		G+Q	833.40	-5.27	7.5	0.00	66.4	15.00	201.63
1er étage	110	Ø35	G+Q	448.99	21.96	9.6	0.00	133.8	15.00	201.63
	149		G+Q	491.09	23.05	9.8	0.00	137.1	15.00	201.63
	164		G+Q	663.86	-4.21	7.4	0.00	109.2	15.00	201.63
RDC	109	Ø40	G+Q	547.81	7.56	7.0	0.00	100.9	15.00	201.63
	119		G+Q	666.06	-10.12	8.8	0.00	127.1	15.00	201.63
	153		G+Q	772.92	4.99	8.7	0.00	127.7	15.00	201.63

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec:

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

Pour les poteaux de section circulaire:

$$\tau_u = \frac{T_u}{Dd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$d = R \times \sqrt{2}$

R : rayon de la section

D : diamètre de la section

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; L_f=0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

$i=\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

V.3.4.c.Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau.V.15.*Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.*

Section	Situ.	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$(MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30 x30	Acc	44,97	0,29	13,74	0,075	1,875	4,32	C.V
35x35	Acc	47,48	0,31	23,55	0,075	1,875	4,32	C.V
40x40	Acc	40,72	0,35	20,61	0,075	1,875	4,32	C.V
Ø35	Acc	6.05	0,06	27,20	0,075	1,875	4,32	C.V
Ø40	Acc	8.04	0,07	23,80	0,075	1,875	4,32	C.V

V.3.4.d.Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- A_t=n_t.a_t : avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9\times A_t\times\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u-0{,}3\times f_{t28}\times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0,9d, 40cm]
- $\frac{A_t\times f_{et}}{b_0\times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h\,.fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho=2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho=3,75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - ✓ Dans la zone nodale: $S_t \leq$ 10 cm en zone IIa
  - ✓ Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min ($b_1/2$, $h_1/2$, $10\phi_l$) en zone IIa
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V.16.*Les armatures transversales et leurs espacements.*

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	ρ	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
40*40	40.57	2.01	6.8	5	20	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
35*35	56.22	2.01	8.74	5	22.15	courante	13	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
30*30	44.07	2.01	8.74	5	26.68	courante	14	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
Ø40	8.23	2.01	10.2	5	29.05	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
Ø35	7.12	2.01	10.2	5	29.05	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] [Art 7.4.2.2]** :

Tableau.V.17.*Vérification de la quantité d'armatures transversales.*

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St * b}$ (%)	$\frac{At}{St * b} > 0.3\%$
40*40	nodale	0.33	Vérifiée
	Courante	0.41	Vérifiée
35*35	nodale	0.38	Vérifiée
	Courante	0.47	Vérifiée
30*30	nodale	0.44	Vérifiée
	Courante	0.55	Vérifiée
Ø40	nodale	0.33	Vérifiée
	Courante	0.41	Vérifiée
Ø35	nodale	0.38	Vérifiée
	Courante	0.47	Vérifiée

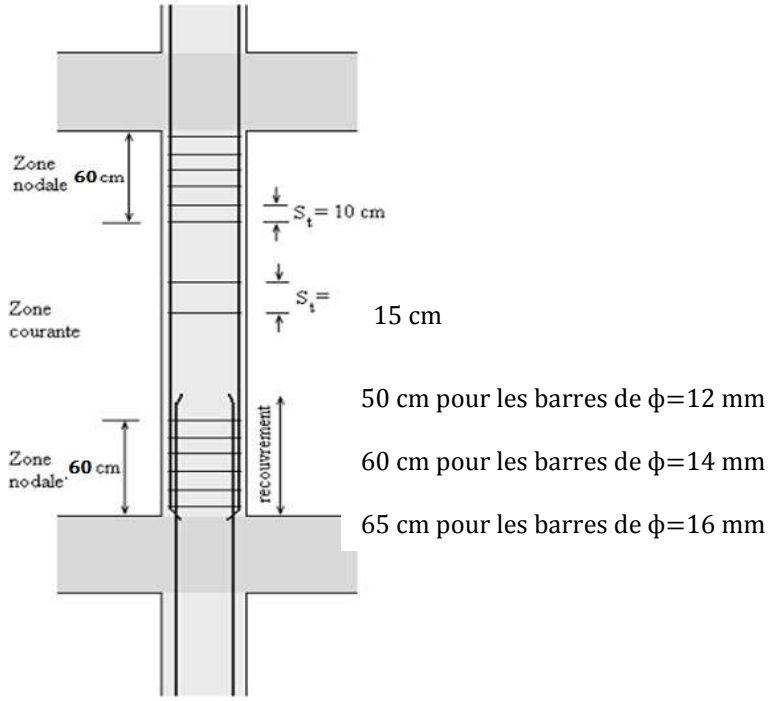


Figure.V.5.*Disposition des armatures pour les poteaux.*

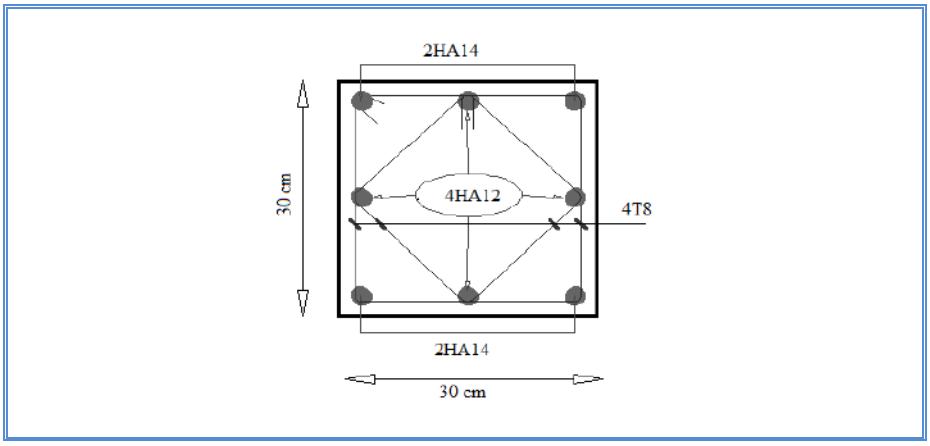


Figure.V.6.*Ferraillage des poteaux des étages 4, 3ème étage.*

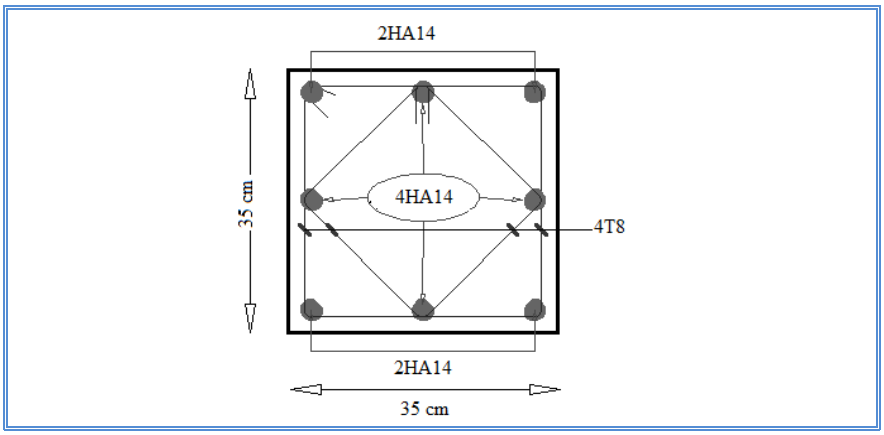


Figure.V.7. *Ferraillage des poteaux des étages, 1ere, et 2ème étage.*

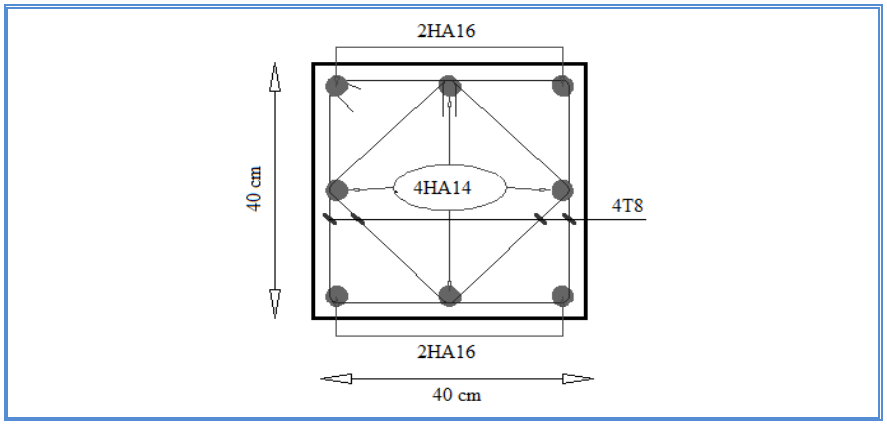


Figure.V.8. *Ferraillage des poteaux de RDC.*

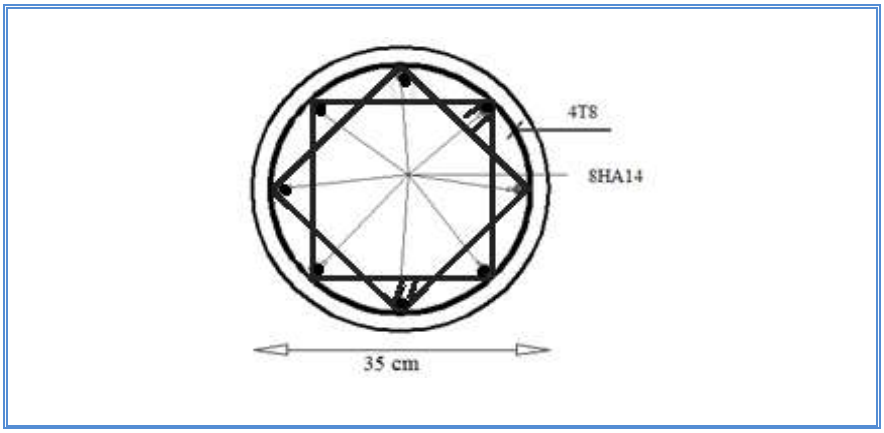


Figure.V.9. *Ferraillage des poteaux circulaires de 1ere étage.*

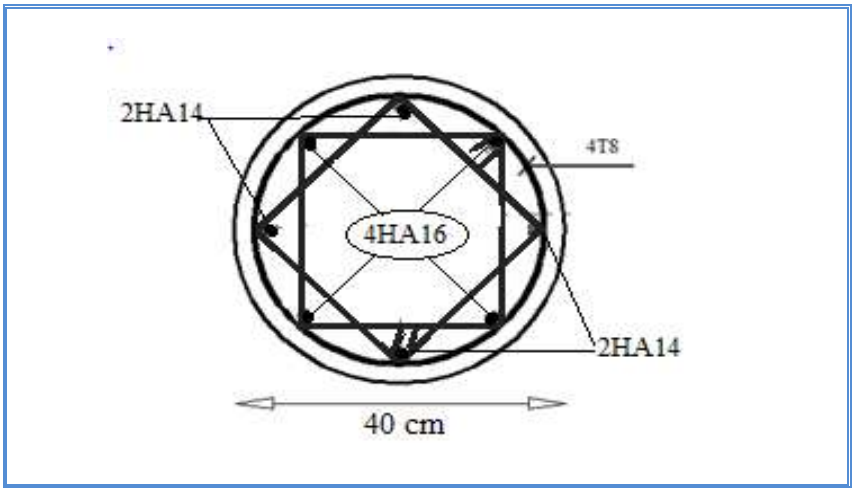


Figure.V.10. *Ferraillage des poteaux circulaires de RDC.*

V.4. Ferraillage des voiles:

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ❖ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ❖ Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- ❖ S: section transversale du voile: S = a .L
- ❖ I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- ❖ L: la largeur du voile.
- ❖ a: épaisseur du voile.

❖ y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si$\sigma_1$et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

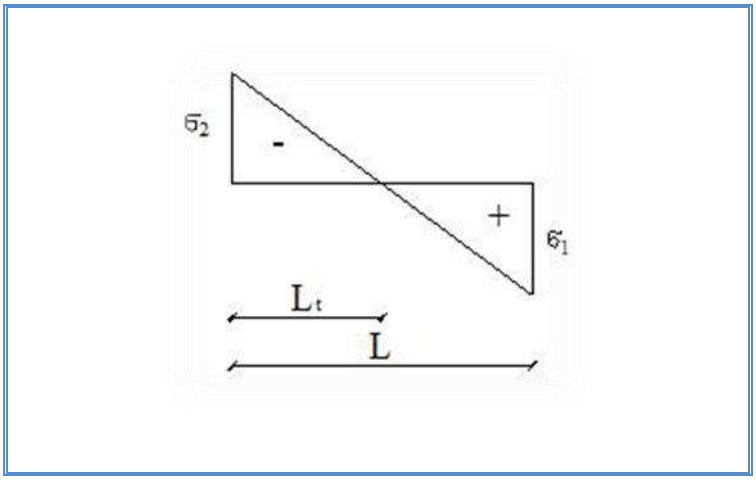


Figure.V.11. *Diagramme des contraintes (SPC).*

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] . L . a$$

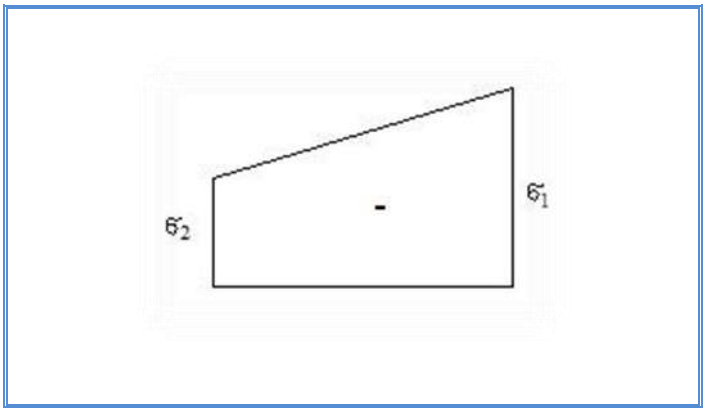


Figure.V.12.*Diagramme des contraintes (SET).*

Cas3 : Si $\sigma_1$etσ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$$

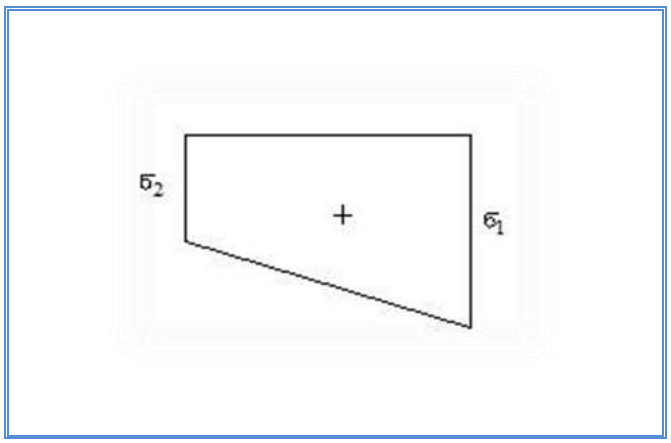


Figure.V.13.*Diagramme des contraintes (SEC).*

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile

- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0{,}9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a}$

$S_t \leq \frac{A_h.0{,}9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min[1{,}5a; 30cm]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq Min[1{,}5.a\,; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (zone courante) \\ \dfrac{S_v}{2} & (zone d'extrémité)\dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

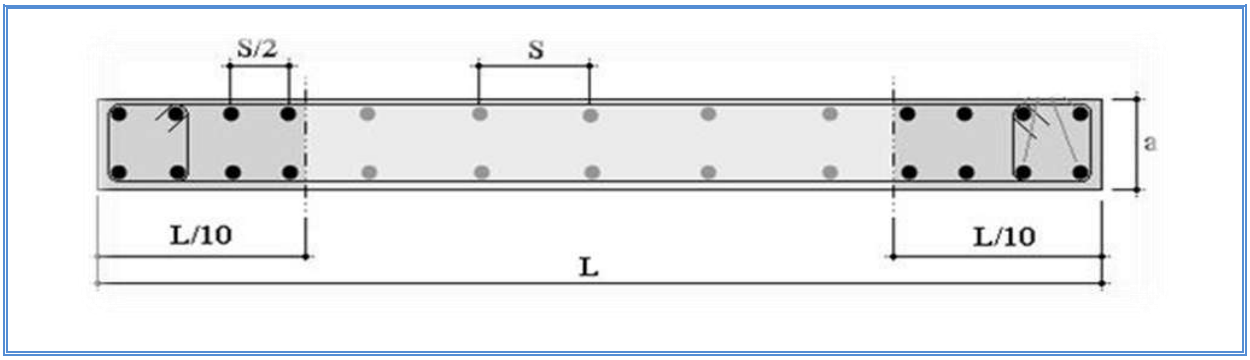


Figure.V.14. *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

V.4.4. Armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V.18.*Les données de calcul.*

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.19.*Les voiles pleines (sens-X) , L=4,00m.*

Niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	3.60	G+Q+Ex	1202.45	3013.53	15	15	5.40	8.1	10.80	2(20AH12)=22,62
1 -2	3.65	G+Q+Ex	1054.07	2489.70	15.2	15.2	5.48	8.2	10.95	2(20AH12)=22,62
3-4	3.70	G+Q+Ex	529.78	1150.26	15.4	15.4	5.55	8.3	11.10	2(20AH12)=22,62

Tableau.V.20.*Les voiles pleines (sens-Y) , L=3,30 m.*

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	2.90	G+Q+Ey	726.27	3483.14	11.35	11.35	4.35	6.53	8.70	2(18HA12)=20,36
1 -2	2.95	G+Q+Ey	656.69	2192.25	12.40	12.40	4.42	6.64	8.85	2(18HA12)=20,36
3-4	3.00	G+Q+Ey	364.11	791.51	12.60	12.60	4.50	6.75	9.00	2(18HA12)=20,36

Tableau.V.21.*Les voiles pleines (sens-X) , L=3,60 m.*

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	3.20	G+Q+Ex	9.13.26	2343.28	13.40	13.40	4.80	7.20	9.60	2(17HA12)=19,23
1 -2	3.25	G+Q+Ex	801.91	1735.22	13.60	13.60	4.53	7.31	9.70	2(17HA12)=19,23
3-4	3.30	G+Q+Ex	433.84	609.90	13.80	13.80	4.95	7.40	9.90	(217HA12)=19,23

Tableau.V.22.*Les voiles pleines (sens-X) , L=3,60 m.*

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	3.20	G+Q+Ex	1373.90	1144.46	13.40	13.40	4.80	7.20	9.60	2(17HA12)=19,23
1 -2	3.25	G+Q+Ex	1074.23	915.02	13.60	13.60	4.53	7.31	9.70	2(17HA12)=19,23
3-4	3.30	G+Q+Ex	543.01	343.66	13.80	13.80	4.95	7.40	9.90	2(17HA12)=19,23

Tableau.V.23.*Les voiles pleines (sens-Y) , L=1,80m.*

Niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	1.40	G+Q+Ey	213.06	64.96	6.20	6.20	2.10	3.15	2.80	2(8HA12)=9,05
1 -2	1.45	G+Q+Ey	720.43	162.51	6.40	6.40	2.18	3.20	4.35	2(8HA12)=9,05
3-4	1.50	G+Q+Ey	169.06	86.76	6.60	6.60	2.25	3.37	4.50	2(8HA12)=9,05

V.4.4.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = **20** cm En zone courante
Sv/2 = **10** cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)
Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

V.4.4.c Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.24.*vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X) , (L=4,00m).*

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b	σ_s	*vérification*
RDC	3.60	G+Q	1002.08	-69.75	20.16	20.16	1.80	27.10	CV
1 -2	3.65	G+Q	869.77	62.52			1.60	23.50	CV
3-4	3.70	G+Q	488.06	162.02			1.10	17.00	CV

Tableau.V.25.*vérification des armatures a ELS des voiles(sens-Y) , (L=3,30m).*

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b	σ_s	*vérification*
RDC	2.90	G+Q	635.86	-56.88	20.36	20.36	1.50	22.10	CV
1 -2	2.95	G+Q	569.19	-34.97			1.20	18.60	CV
3-4	3.00	G+Q	318.49	-33.42			0.70	10.90	CV

Tableau.V.26.*vérification des armatures a ELS des voiles(sens-X) , (L=3,60m).*

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b	σs	*vérification*
RDC	3.20	G+Q	843.34	-65.74	19.36	19.36	1.80	26.30	CV
1 -2	3.25	G+Q	734.13	-94.99			1.60	24.10	CV
3-4	3.30	G+Q	400.27	-96.63			1.00	18.40	CV

Tableau.V.27.*vérification des armatures a ELS des voiles(sens-X) , (L=3,60m).*

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	$б_s$	*vérification*
RDC	3.20	G+Q	933.06	-25..92	19.36	19.36	1.80	27.10	CV
1 -2	3.25	G+Q	859.29	-31.00			1.70	24.90	CV
3-4	3.30	G+Q	427.31	-16.50			0.80	12.30	CV

Tableau.V.28.*vérification des armatures a ELS des voiles(sens-Y) , (L=1,80m).*

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	$б_s$	*vérification*
RDC	1.40	G+Q	321.86	-125.9	9.05	9.05	3.30	48.50	CV
1 -2	1.45	G+Q	264.69	-30.10			1.50	22.30	CV
3-4	1.50	G+Q	190.06	-23.99			1.10	16.70	CV

❖ **Les armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticalesou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.. et les deux nappes d'armaturesdoivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

dont le diamètre des armatures Øt est tel que$Øt \geq \frac{\phi_v}{3}$, Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Øv=12mm $\Rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3}$ =4mm ⇒ On adopte:Øt=6mm.

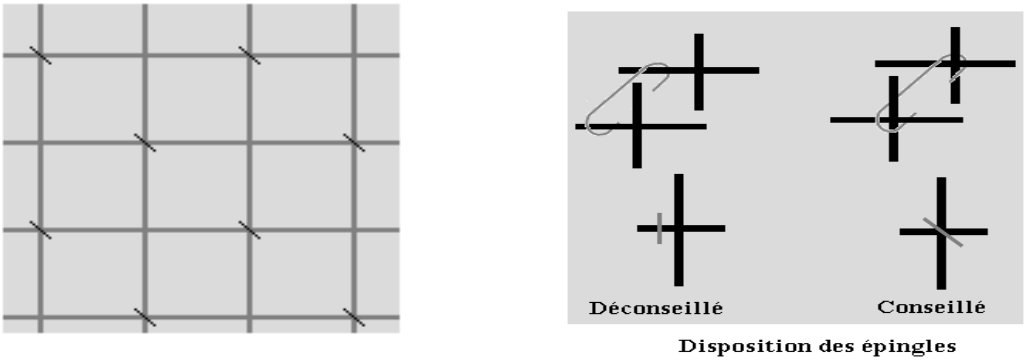


Figure.V.15. *Les armatures transversales et les épingles.*

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ= 48 cm

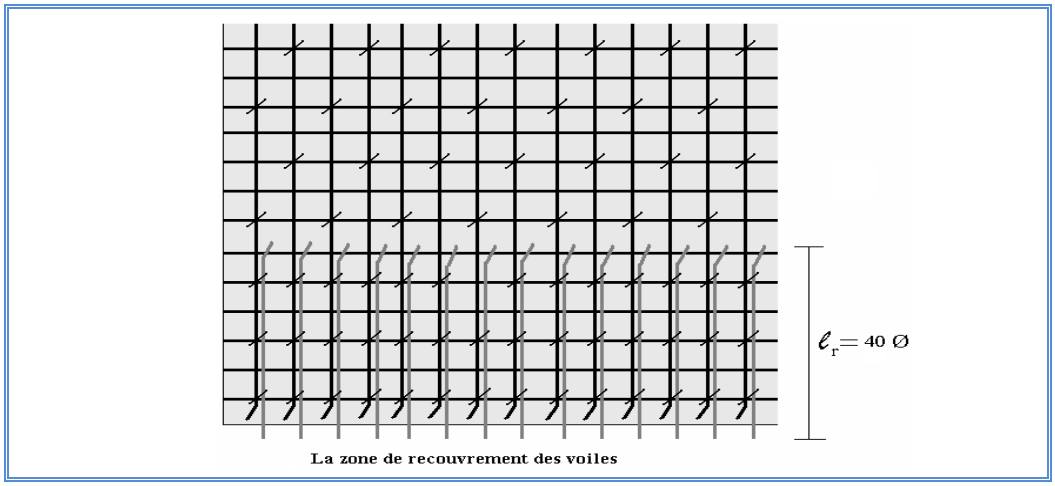


Figure.V.16. *La zone de recouvrement des voiles.*

❖ **Les armatures horizontales :**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\ A_t.\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\ f_{t28}.\ K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K = 1\text{-}10.\dfrac{Nu}{B.f_{c28}}$ (traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\ (0{,}9d;\ 40\text{cm}) \textbf{ CBA93} \\ S_t \leq \text{min}\ (1{,}5a;\ 30\text{cm}) \textbf{RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

***Tableau V.29**. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.*

Voile	Niveau	L (m)	Vu (kN)	$\bar{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b RPA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
V1	RDC	3.60	673.55	942.97	ACC	1.54	5	Oui
	1+2éme	3.65	663.73	929.26	ACC	1.06	5	Oui
	3+4éme	3.70	378.86	530.40	ACC	1.06	5	Oui
V2	RDC	2.90	924.22	1293.90	ACC	3.30	5	Oui
	1+2éme	2.95	578.72	810.21	ACC	2.03	5	Oui
	3+4éme	3.00	243.18	340.45	ACC	0.84	5	Oui

❖ **Calcule les armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

✍ **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

✍ **Selon le RPA 99 version 2003:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \; S_h \leq \frac{A.h}{0.0030} \; S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

Tableau V.30. *Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.*

Voile	L (m)	S_h (cm)		$\emptyset_{max}$ (cm)	$A_{h\,min}$ (cm^2) (RPA)	$A_{h\,min}$ (cm^2) (CBA)	$A_{h\,choisé}$ (cm^2)	$S_{hchoisi}$ (cm)
		RPA	CBA					
V1	4.00	22.5	40	1.5	9.00	2(15.71)	2(20HA10)	15
V2	3.30	22.5	40	1.5	7.43	2(15.71)	2(20HA10)	15
V3	3.60	22..5	40	1.5	8.10	2(15.71)	2(20HA10)	15
V4	3.60	22.5	40	1.5	8.10	2(15.71)	2(20HA10)	15
V5	1.80	22.5	40	1.5	4.05	2(15.71)	2(20HA10)	15

V.4.5. .Les Voiles avec ouverture:

V.4.5.1. les trumeaux

V.4.5.1.a.Calcul armatures verticales des trumeaux

Voile 1(L=3.60m)

Tableau.V.31.*Les trumeaux (sens Y), L=1.00 m.*

Étage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC (40*40)	V_1	15×100	1234.2	707.05	Acc	10.80	10	10 HA 12 = 11.31 cm^2
$1^{ème}$ et $2^{ème}$ (35*35)	V_1	15×105	1071.2	455.99	Acc	9.60	12	10 HA 12 = 11.31 cm^2
$3^{ème}$ et $4^{ème}$ (30*30)	V_1	15×110	420.00	237.97	Acc	10.00	12	10 HA 12 = 11.31 cm^2

- Voile 2(L=4.00m)

Tableau.V.32.*Les trumeaux (sens X), L=1,20 m.*

Étage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_2	15×120	877.87	260.83	Acc	10.80	12	2(10 HA 12 = 11.31cm^2)
$1^{ème}$ et $2^{ème}$	V_2	15×125	774.50	148.11	Acc	11.10	12	2(10 HA 12 = 11.31cm^2)
$3^{ème}$ et $4^{ème}$	V_2	15x130	651.17	170.35	Acc	11.20	12	2(10 HA 12 = 11.31cm^2)

V.4.5.1.b. Les armatures horizontales:

Tableau.V.33.*Vérifications des contraintes de cisaillement dans les trumeaux.*

sens	L (m)	Vu (kN)	$\overline{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
X	1,20	283.12	396.36	Acc	4.35	5	3,26	CV
Y	1,00	420.14	588.19	Acc	2.44	5	3,26	CV

- Calcule armatures horizontales des trumeaux

Tableau.V.34.*Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dansles trumeaux.*

Voil	L (m)	V (KN)	1.4V	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t adoptée (cm)	Acal (cm²)	$A_{choisie}(cm^2)$	vérification
V1	1.00	420.14	588.19	4.35	5	10	9.20	2x (10HA12 =11.31cm^2)	C.V
V2	1.20	283.12	396.36	2.44	5	12	10.80	2x (10HA12 =11.31cm^2)	C.V

V.4.5.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.5.2.a. Recommandation des règlements:

❖ **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement(RPA99 Art 7.7.2):**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec: $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

❖ **Ferraillage des linteaux:**

✓ **Premier cas:** $\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}}$

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$A_t \geq \dfrac{M}{Z.f_e}$ Avec Z=h-2d'

- **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)
- **h**: hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**
  - **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \dfrac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

- S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- **A_t**: section d'armatures transversales.
- **L**: portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

- **Deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e . L}{T + A_t \cdot f_e}$$

$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{Avec:} \quad Z = h - 2d'$$

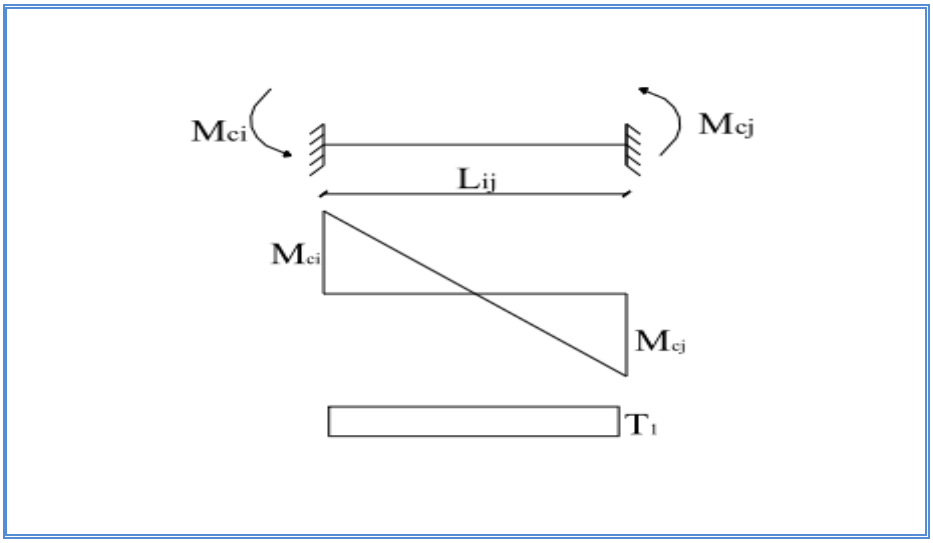


Figure.V.17.*Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.*

➢ **Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :** selon le RPA 99 Version2003 (Art 7.7.3.2) :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha . f_e}$ avec: tg α $= \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

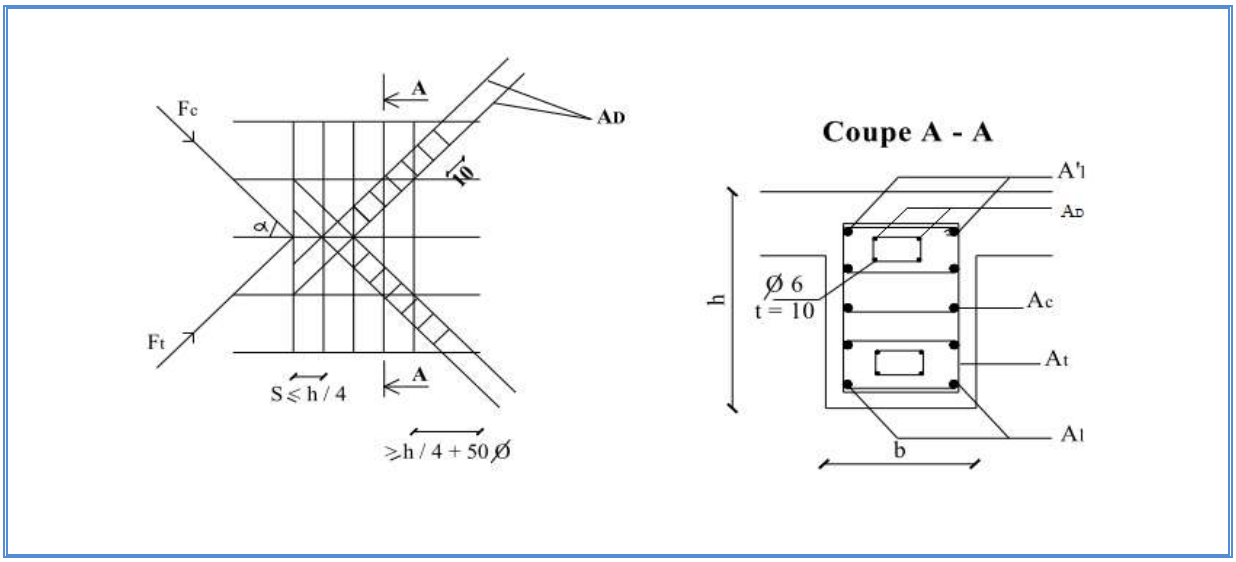


Figure.V.18. *Armatures de linteaux.*

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ ***Selon le RPA 9, on a:***

$A_l \geq 0{,}15\,\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\% \, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\,\% \, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\,\% \, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\,\% \, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025 \, f_{c28}$

V.4.5.2.b. Calcul du ferraillage longitudinal :

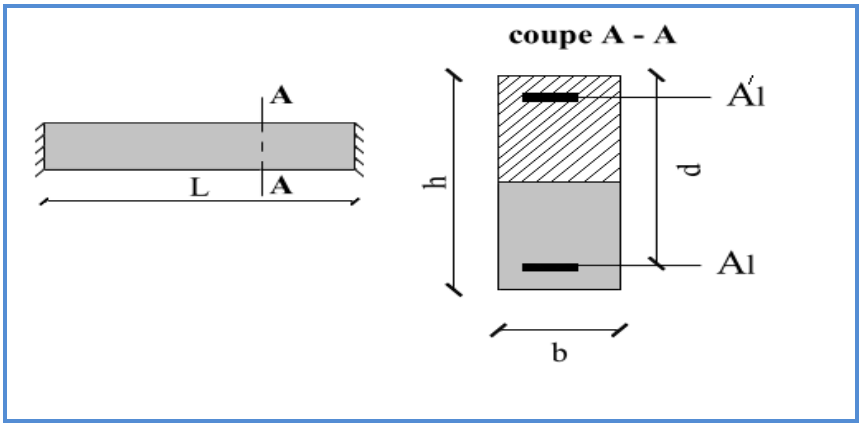


Figure.V.19. *Section du linteau.*

➢ Voile 1 (L=3.60m)

Tableau.V.35. *Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.*

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$
RDC-1ère	V_1	15	1.80	1.20	753,05	4,88	467,85	Traction -compression
1éme-2ème	V_1	15	1.80	1.20	631,82	4,09	414,51	Traction -compression
3ème-4ème	V_1	15	1.80	1.20	433,03	2,80	308,12	Flexion simple

Tableau.V.36. *Armatures longitudinales dans les linteaux.*

Niveau	A calculé(cm^2)				Amin (cm^2)	A choisie(cm^2)			
	Al	At	A_c	Ad		Al cm^2	At cm^2	A_c cm^2	Ad cm^2
RDC-1ère	4.05	0.56	5.4	4.05	2.16	(4HA12) = 4.52	(2HA12) =2.46	(6HA12) =6.78	(4HA12) = 4.52
1ère - 2ème	4.05	0.56	5.4	4.05	1.69	(4HA12) = 4 .52	(2HA12) =2.46	(6HA12) =6.78	(4HA12) = 4.52
3ème - 4ème	4.05	0.56	5.4	4.05	1.76	(5HA12) = 4.52	/	/	/

➢ Voile 2 (L=4.00m)

Tableau.V.37. *Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.*

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_2	15	1.80	1.20	497.72	3.23	0.32	Traction -compression
1ére-2ème	V_2	15	1.80	1.20	434.03	2.81	0.14	Traction -compression
3ème-4ème	V_2	15	1.80	1.20	312.18	2.02	0.19	Traction -compression

Tableau.V.38. *Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.*

Niveau	A calculé(cm²)				S_t (cm)	A choisie(cm²)			
	Al	At	A_c	Ad		Al cm^2	At cm^2	$A_c cm^2$	Ad cm^2
RDC- 1ère	4.05	0.56	5.4	4.05	12	(4HA12) = 4.52	(2HA12) =2.46	(6HA12) =6.78	(4HA12) = 4.52
1ère - 2ème	4.05	0.56	5.4	4.05	12	(4HA12) = 4.52	(2HA12) =2.46	(6HA12) =6.78	(4HA12) = 4.52
3ème - 4ème	4.05	0.56	5.4	4.05	12	(4HA12) = 4.52	(2HA12) =2.46	(6HA12) =6.78	(4HA12) = 4.52

V.4.5.2.c.Armatures transversales:

- Voile 1 (L=3.60m)

Tableau.V.39. *Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.*

Niveau	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ RPA99 (MPa)	$\tau_b < \overline{\tau_b}$
RDC- 1ère	753.05	1054.27	4.88	5	c.v
1ère - 2ème	631.82	884.548	4.09	5	c.v
3ème - 4ème	433.03	606.242	2.80	5	c.v

Tableau.V.40. *Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux.*

Niveau	T (KN)	A_t (cm^2)	S_t (cm) CBA93	S_t (cm) RPA	S_t (cm)
RDC- 1ère	753.05	2 Ø8	40	69,77	15
1ère - 2ème	631.82	2 Ø8	40	69,77	15
3ème - 4ème	433.03	2 Ø8	40	69,77	15

➢ Voile 2 (L=4,00 m)

Tableau.V.41. *Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.*

Niveau	T (KN)	$\overline{\overline{T}}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\overline{\tau}}_b$ RPA99 (MPa)	$\tau_b < \overline{\overline{\tau}}_b$
RDC- 1ère	497.72	696.81	3.23	5	c.v
1ère - 2ème	434.03	607.64	2.81	5	c.v
3ème - 4ème	312.18	437.05	2.02	5	c.v

Tableau.V.42. *Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux.*

Niveau	$\overline{\overline{T}}$ (KN)	A_t (cm²)	S_t (cm) CBA93	S_t (cm) RPA	S_t (cm)	A_{choi} (cm²/ml)
RDC- 1ère	696.81	1,57	40	69,77	15	**2HA10**
1ère - 2ème	607.64	1,57	40	69,77	15	**2HA10**
3ème - 4ème	437.05	1,57	40	69,77	15	**2HA10**

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important.

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. Nature de la couche de fondation:

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 13,5°$; $c = 0,53$ bar.

VI.2.2. Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage préconisée est de 2,00 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.4. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Efforts transmis par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2 bar = 0,20 MPa

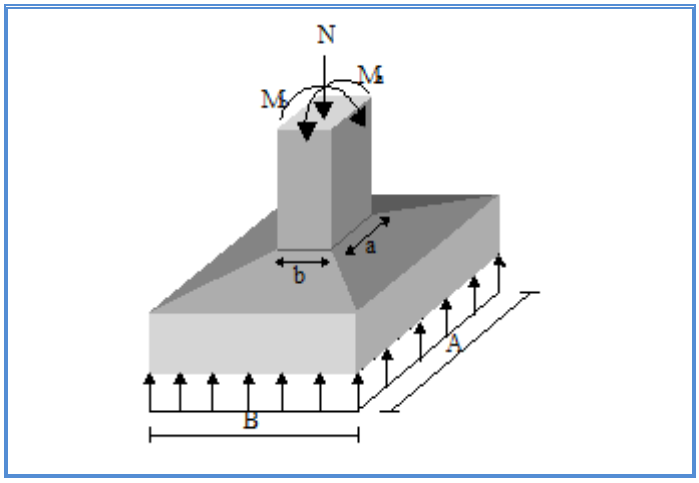


Figure.VI.1. *Semelle isolée sous poteau.*

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1.*Semelles isolés.*

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	e(m)
S_1	357.41	1.33	1.33	1.50	1.50	35	0.275	0.15
S_2	418.91	1.55	1.55	1.70	1.70	40	0.325	0.15
S_3	523.73	1.68	1.68	1.80	1.80	40	0.350	0.15
S_4	579.13	1.83	1.83	1.90	1.90	45	0.375	0.15
S_5	643.24	189	189	2.00	2.00	45	0.400	0.15
S_6	705.22	2.01	2.01	2.10	2.10	50	0.425	0.15
S_7	711.59	2.11	2.11	2.20	2.20	50	0.450	0.15
S_8	834.32	2.18	2.18	2.30	2.30	55	0475	0.15
S_9	405.78	1.52	1.52	1.60	1.60	35	0.300	0.15
S_{10}	416.25	1.52	1.52	1.60	1.60	35	0.300	0.15
S_{11}	227.95	1.33	1.33	1.40	1.40	35	0.275	0.15
S_{12}	368.37	1.42	1.42	1.50	1.50	35	0.275	0.15

VI.4.2.Vérification du chevauchement entre les semelles :

VI.4.2.a.Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation).

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

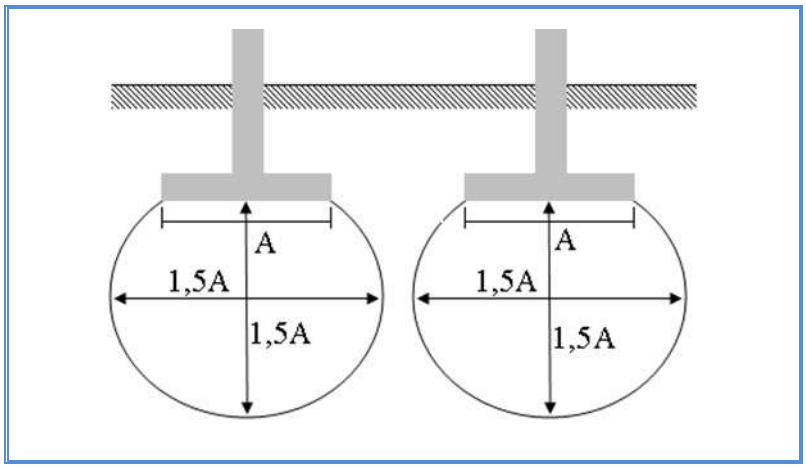


Figure.VI.2. *Les bulles de pression.*

On a : $L \geq 1.5(A1+A2)/2$

VI.4.2.b.Vérification de chevauchement Suivants x :

Tableau.VI.2. *Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.*

semelles	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	vérifier
S_1 , S_2	4.40	1.50	1.50	2.25	C.V
S_{49} , S_{50}	4.00	1.70	1.70	2.55	C.V
S_{12} , S_{13}	4.40	1.80	2.20	3.00	C.V
S_{34} , S_{33}	4.00	1.90	2.10	3.00	C.V
S_{18} , S_{19}	4.00	2.00	2.20	3.15	C.V
S_{40} , S_{39}	4.00	2.10	2.20	3.225	C.V
S_7 , S_6	4.00	2.20	2.20	3.30	C.V
S_{10} , S_9	4.00	2.30	1.80	3.075	C.V
S_{21} , S_{22}	2.10	2.00	1.20	2.4	C.N.V
S_{21} , S_{22}	2.75	1.50	1.50	2.25	C.V

VI.4.2.c.Vérification de chevauchement Suivants y :

Tableau.VI.3. *Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y.*

Semelles	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	Vérification
S_1 , S_4	3.70	1.50	1.40	2.925	C.V
S_{43} , S_{40}	4.00	1.70	2.10	2.775	C.V
S_{12} , S_5	4.40	1.80	1.90	2.775	C.V
S_{34} , S_{21}	4.00	1.90	2.00	2.925	C.V
S_{18} , S_{31}	4.00	2.00	2.10	3.070	C.V
S_{40} , S_{31}	4.00	2.10	2.10	3.150	C.V
S_7 , S_4	4.40	2.20	2.00	3.150	C.V
S_{10} , S_{19}	4.40	2.30	2.20	3.370	C.V
S_{43} , S_{44}	1.60	1.60	1.20	2.10	C.N.V
S_{48} , S_{49}	1.60	1.70	1.20	2.17	C.N.V

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S_{21} et S_{22} ; S_{43} et S_{44}, S_{48} et S_{49}** Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

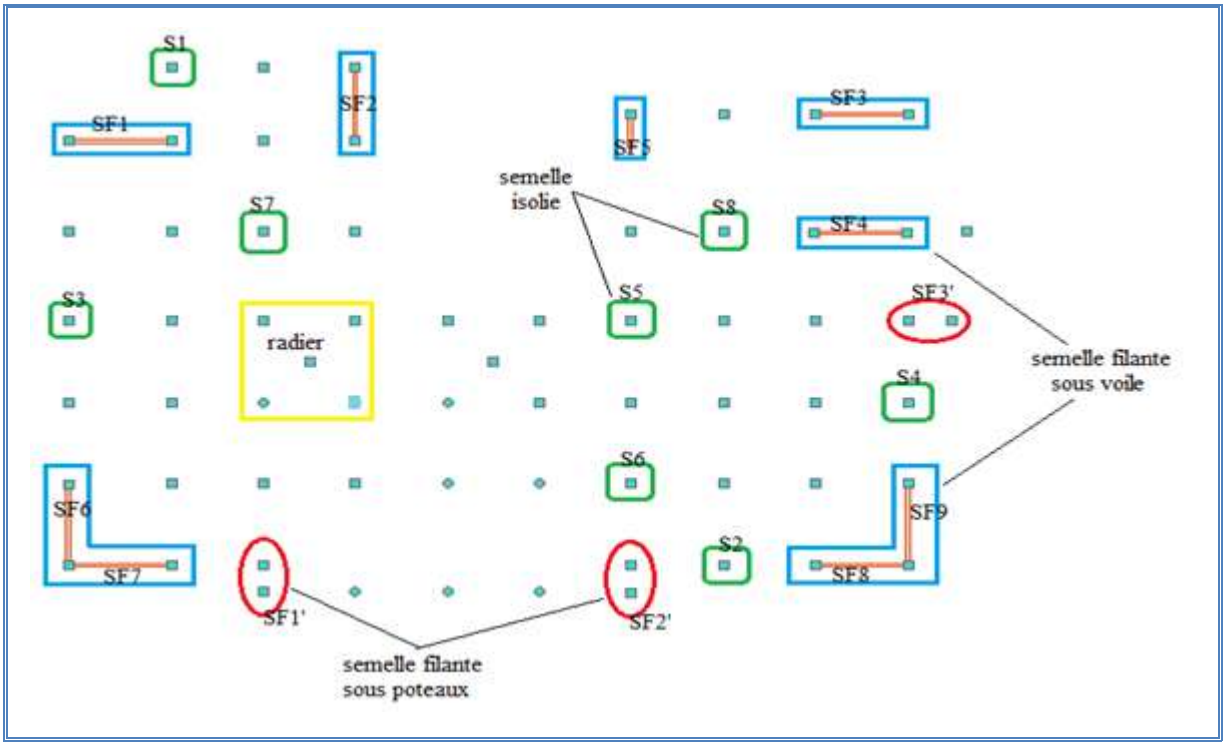


Figure.VI.3. *La proposition finale des semelles.*

- **Les données de calcul :**

Situation durable (γs= 1,15), Aciers FeE 400, $f\,c28$= 25 MPa ,

Site catégorie : S3

σ_{sol} = 0.20 MPa (service),

L'enrobage : d=3 cm,

L'ancrage de la semelle D=2.0m

VI.4.3.Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\sigma = \frac{\sigma_{ser} + \sigma_{semelle} + \sigma_{amorce\ poteau} + \sigma_{remblai}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau.VI.4. *Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées .*

Semelle	Comb	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
S_1	G+Q	357.41	5.4	50.78	19.68	0.193	0.20	C.V
S_2	G+Q	418.91	5.2	63.88	28.9	0.170	0.20	C.V
S_3	G+Q	523.73	5.2	72.00	32.40	0.195	0.20	C.V
S_4	G+Q	579.13	5	77.62	40.61	0.195	0.20	C.V
S_5	G+Q	643.24	5	86.40	45.00	0.195	0.20	C.V
S_6	G+Q	705.22	4.5	91.8	55.12	0.194	0.20	C.V
S_7	G+Q	765.24	4.8	101.088	60.50	0.192	0.20	C.V
S_8	G+Q	834.32	4.6	106.19	72.73	0.192	0.20	C.V

VI.4.4.Calcul ferraillage de la semelle :

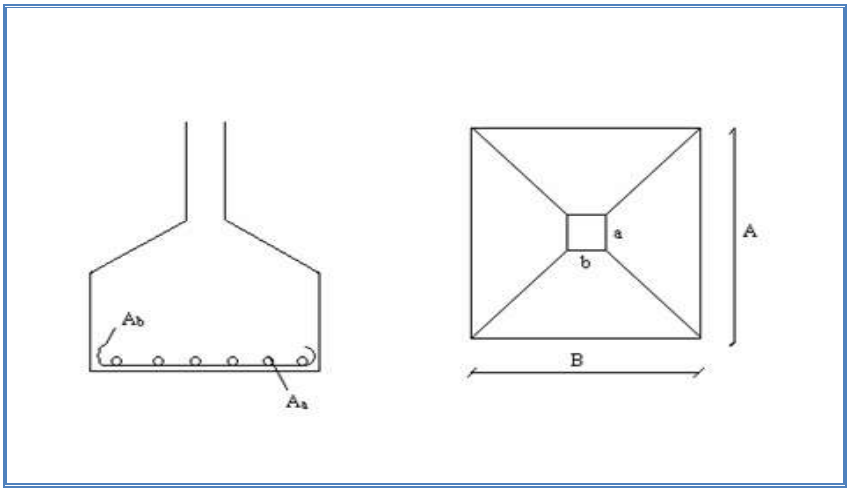


Figure.VI.4. *Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau.*

➢ ***Méthode de bielle :***

$$A_a = \frac{N(A-a)}{8d_a.\sigma_s} \quad A_b = \frac{N(B-b)}{8d_b.\sigma_s} \Rightarrow d_a \geq \frac{A-a}{4} \quad d_b \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d=\text{Max}(d_a ; d_b)$$

Dons Notre cas : A=B

VI.4.4.a.Ferraillage a l'LEU:

Tableau.VI.5. *Calcule ferraillage à L'ELU des semelles isolées*

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_1	491.04	6.06
S_2	575.52	7.26
S_3	720.14	9.78
S_4	796.08	10.21
S_5	885.10	12.11
S_6	973.80	12.65
S_7	1056.79	14.53
S_8	1152.59	15.12

VI.4.4.b.Ferraillage a l'LES:

Tableau.VI.6. *Calcule ferraillage à l'ELS des semelles isolées.*

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_1	357.41	7.60
S_2	418.91	9.10
S_3	523.73	12.26
S_4	579.13	12.79
S_5	643.24	15.16
S_6	705.22	15.78
S_7	765.24	18.13
S_8	834.32	18.86

D'après ces résultats on adopte la section de ferraillage maximal (à L'ELS), on trouve :

Tableau.VI.7. *Les armature des semelles isolée.*

Semelle	A_{choisi} (cm^2)	Es(cm)
S_1	10HA12=11.31	15
S_2	10HA12=11.31	15
S_3	12HA12=13.57	15
S_4	12HA12=13.57	15
S_5	14HA12=15.53	15
S_6	14HA12=15.53	15
S_7	17HA12=19.23	12
S_8	17HA12=19.23	12

VI.5. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

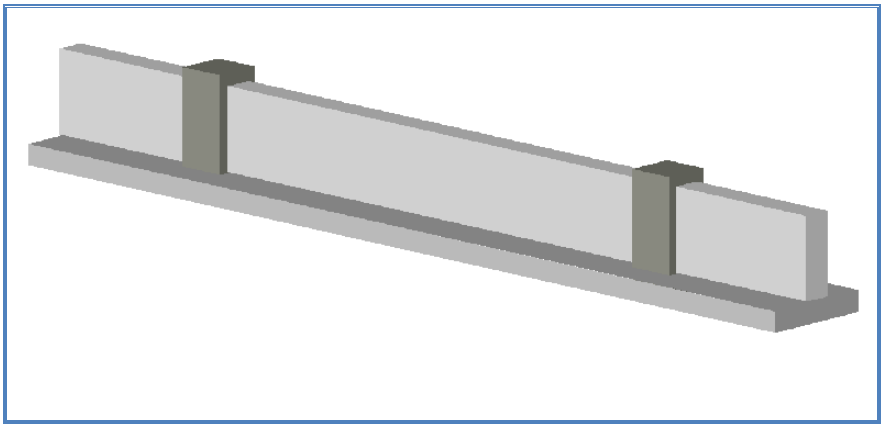


Figure.VI.5. *Schéma d'une semelle filante sous voile.*

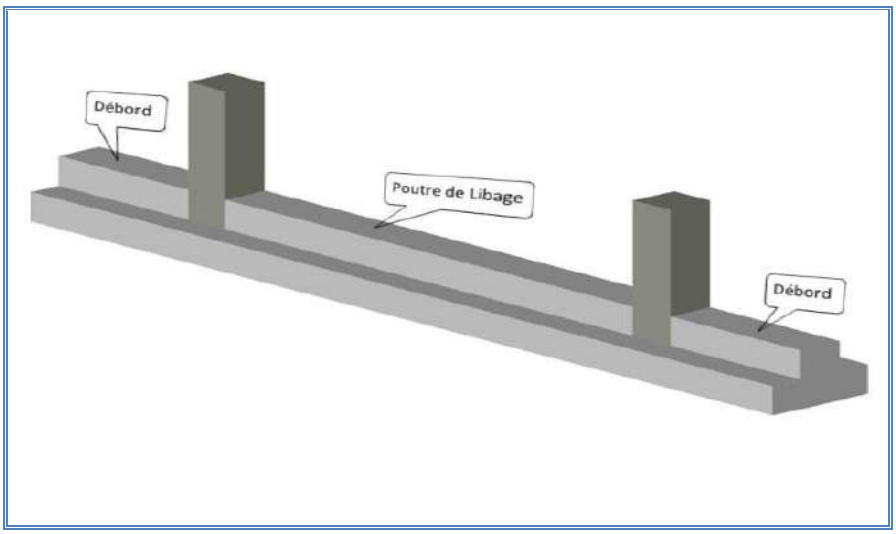


Figure.VI.6. *Schéma d'une semelle filante sous poteaux.*

VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

∑N : est la somme des efforts normaux.
∑M : est la somme des moments.
L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.5.1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voile:

Tableau.VI.8. *dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS.*

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	B calculé (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	d (cm)	c (cm)
SF1	6.00	1864.35	310.73	1.51	1.60	35	32	3
SF2	5.30	1238.17	233.62	1.22	1.30	30	27	
SF3	5.60	1645.10	293.76	1.46	1.50	35	32	
SF4	5.60	1328.06	237.15	1.16	1.20	30	27	
SF5	3.80	866.65	228.06	1.12	1.20	30	27	
SF6	5.60	1259.70	224.95	1.11	1.20	30	27	
SF7	6	1070.62	178.43	1.12	1.20	30	27	
SF8	5.60	1152.28	205.76	1.11	1.20	30	27	
SF9	5.60	1236.75	220.84	1.14	1.20	30	27	

VI.5.1.2. Dimensionnement des Semelle filante sous poteaux :

Tableau.VI.9. *dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.*

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	B calculé (m)	$B_{choisie}$(m)	h(cm)	d(cm)	c(cm)
SF1	3.20	906.10	283.15	1.45	1.50	35	32	3
SF2	3.20	925.92	289.35	1.42	1.50	35	32	
SF3	3.70	1094.88	295.91	1.47	1.50	35	32	

VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

VI.5.2.1. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile:

Tableau.VI.10. *vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile.*

Semelle	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	$P_{amorce\ voiles}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	1864.35	10.8	254.664	84	18.22	0.194	0.2	C.V
SF2	1338.17	11.2	198.072	47.7	15.22	0.195	0.2	C.V
SF3	1645.10	11.2	247.59	63	18.22	0.196	0.2	C.V
SF4	1328.06	11.2	198.072	50.4	18.90	0.198	0.2	C.V
SF5	866.65	5.6	198.072	34.2	9.45	0.190	0.2	C.V
SF6	1259.70	11.2	198.072	50.4	16.80	0.187	0.2	C.V
SF7	1070.62	11.2	198.072	54	16.80	0.190	0.2	C.V
SF8	1152.28	11.2	198.072	50.4	16.80	0.187	0.2	C.V
SF9	1236.75	11.2	198.072	50.4	16.80	0.184	0.2	C.V

VI.5.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteaux:

Tableau.VI.11. *vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteau.*

Semelle	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	906,10	10,80	238,74	42	0,190	0,20	C.V
SF2	925,92	10,80	238,74	42	0,193	0,20	C.V
SF3	1094,88	10,80	238,74	48,56	0,197	0,20	C.V

VI.6.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

VI.6.1.Ferraillage Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.12. *Armatures principales des semelles filantes sous voile.*

Semelle	L(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)	Es
SF1	6,00	2516,87	419,47	1864,35	310,73	5,65	7,21	8HA12=9,5	12
SF2	5,30	1671,52	315,33	1238,17	233,62	3,77	4,81	6HA12=6,9	15
SF3	5,60	2220,885	396,58	1645,10	293,76	4,86	6,24	8HA12=9,05	12
SF4	5,60	1792,88	320,15	1328,06	237,15	3,40	4,34	6HA12=6,79	15
SF5	3,80	1169,.97	307,88	866,65	228,06	3,27	4,18	6HA12=6,79	15
SF6	5,60	1700,59	303,67	1259,70	224,95	3,23	4,12	6HA12=6,79	15
SF7	6	1445,337	240,88	1070,62	178,43	2,56	3,27	6HA12=6,79	15
SF8	5,60	1555,57	277,78	1152,28	205,76	2,95	3,77	6HA12=6,79	15
SF9	5,60	1669,62	298,14	1236,75	220,84	3,17	4,04	6HA12=6,79	15

Tableau.VI.13. *Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.*

Semelle	L(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)
SF1	3,20	1223,20	382,25	906,10	283,15	4,71	6,02	8HA12= 9,05
SF2	3,20	1249,90	390,62	925,92	289,35	4,82	6,15	6HA12= 9,05
SF3	3,70	1477,90	399,45	1094,80	295,89	4,93	6,29	6HA12= 9,05

- Pour les semelles (SF_1, ……., SF_9) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

VI.6.2.Ferraillage Armatures de répartition :

$A_{rép} = A.B/4$

$$ES = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Tableau.VI.14. *Armatures de répartition de la semelle filante.*

Semelle	$A_{rép} = A.B/4$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	2,26	6HA12=6,79	15
SF2	1,69	6HA12=6.,79	15
SF3	2,26	6HA12=6.,79	15
SF4	1,69	6HA12=6,79	15
SF5	1,69	6HA12=6,79	15
SF6	1,69	6HA12=6,79	15
SF7	1,69	6HA12=6,79	15
SF8	1,69	6HA12=6,79	15
SF9	1,69	6HA12=6,79	15

VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau.VI.15. *Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes sous voile.*

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm	Ancrage
SF1	12	42,86	20,00	40,00	Courbe
SF2	12	42,86	16,25	32,5	Courbe
SF3	12	42,86	17,75	37,5	Courbe
SF4, SF5 ,SF6,SF7,SF8 SF9	12	42,86	15,00	30,00	Courbe

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.6.4.Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.16. *Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	2516,87	880,12	0,35	1,60	0,40	C.V
SF_2	1671,52	501,45	0,30	1,30	0,30	C.V
SF_3	2220,885	732,89	0,33	1,50	0,38	C.V
SF_4	1792,88	376,50	0,21	1,20	0,30	C.V
SF_5	1169,397	300,34	0,26	1,20	0,30	C.V
SF_6	1330,59	425,14	0,25	1,20	0,30	C.V
SF_7	1445,337	332,42	0,23	1,20	0,30	C.V
SF_8	1555,57	311,14	0,20	1,20	0,30	C.V
SF_9	1669,62	400,70	0,24	1,20	0,30	C.V

VI.7. Poutre de libage :

VI.7.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF2 ,SF3,SF4,SF5,SF6 et SF8) respectivement .

Tableau.VI.17. *Dimensionnement de la poutre de libage.*

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.4	0.80	0.4	213333.33	3.19	Oui
PL2	0.4	0.80	0.4	213333.33	3.19	Oui
PL3	0.4	1.30	0.4	213333.33	3.19	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau.VI.18. *Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.*

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	1233.59	909.63	1.2	1027.99	758.02
PL2	1260.47	929.16	1.2	1050.39	774.3
PL3	1882.41	1097.17	1.7	1107.3	645.39

VI.7.2.calcule des moments :

a/Aux appuis :

- ***À l'ELU:***

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

- ***À l'ELS :***

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

b/En travées :

- ***À l'ELU:***

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- ***À l'ELS :***

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau.VI.19. *Détermination des moments de la poutre de libage.*

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	--187.62	133.81	-92.23	78.19

VI.7.3.Armatures longitudinales :

VI.7.3.1Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.VI.20. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.*

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	133.81	80	11.50	0.00	8HA16=16.08
	appui	--187.62	80	17.00	0.00	10HA16=20.11

VI.7.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : $[\sigma_b]$= 15Mpa ; $[\sigma_s]$= 201.6Mpa

Tableau.VI.21. *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M ser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	16.8	78.19	8.4	167.2	CV
	Appui	20.11	-92.23	8.6	146.8	CV

VI.7.3.3.Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

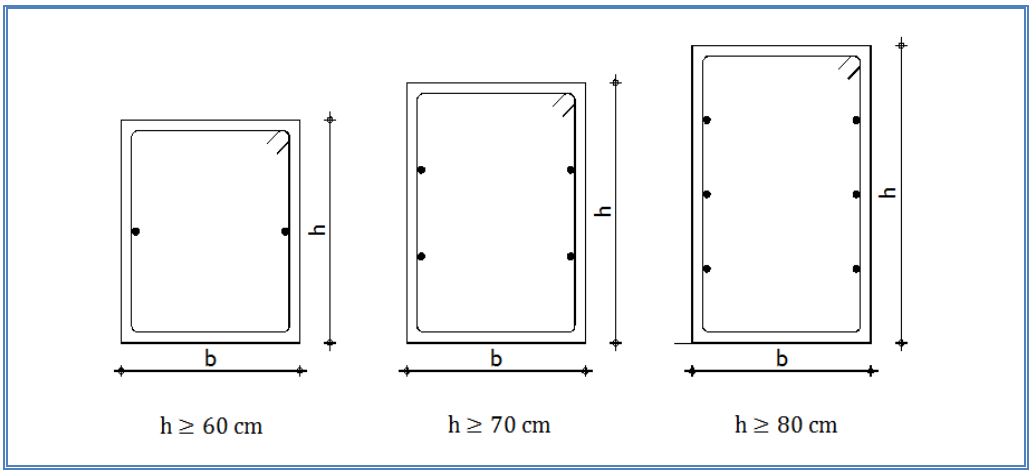


Figure.VI.7. *Armatures de peau.*

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur h=40cm, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires,

VI.7.4.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau.VI.22. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	311.22	2.10	2.5	4T8=2.01	10	15

VI.8. Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

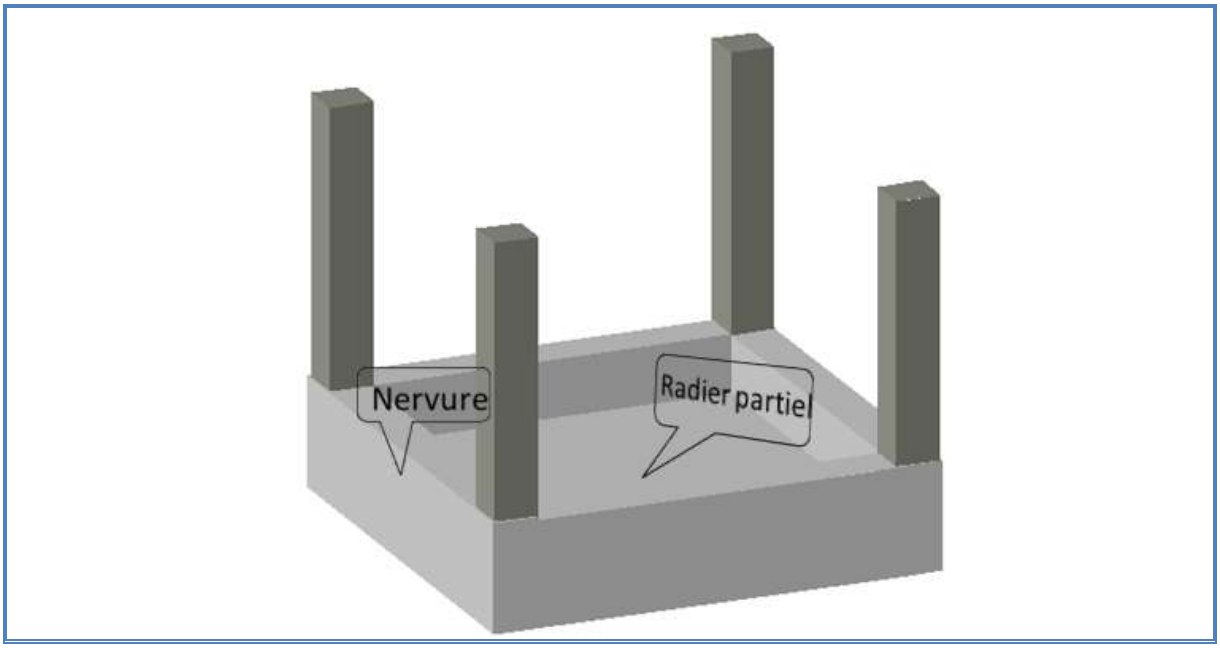


Figure.VI.8. *Schémas d'un radier nervuré.*

VI.8.1. Dimensionnement du radier :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{560 - 40}{20} = \frac{520}{20} = 26cm$$

On adopte : h=30cm.

VI.8.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour

déterminer les moments unitaires µx ,µ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport ρ $= \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{5.60}{5.60} = 1.00 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

VI.8.2.1. Calcul des Charges du radier :

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$=25*0.30 + 18*(2-0.30)=38.10kN/m².

à l'ELU: qu=1.35 . qrad =51.44kN/m².

à l'ELS: qu= qrad =38.10kN/m².

VI.8.2.2.Vérification de la surface du radier :

$$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{38.10kN}{m^2} = O.O381 \text{ MPa}$$

Cette contrainte est inférieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier}=0.381 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2\text{bars}$$

Donc le surface du radier est suffisante.

VI.8.2.3. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

VI.8.2.3.a. Détermination des moments à l'ELU:

Mx = µx.qu.lx² = 0.0779x51.44x (5.60)² = 125.66 kN.m.

My = µy. Mx = 0.3338x125.66 = 41.94 kN.m.

- ✓ ***En travée:***

Mtx = 0.85Mx= 0.85x125.66 = 106.81kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x41.94=35.65 kN.m.

- ✓ ***Aux appuis:***

Max = -0.3 Mx = -0.3 x125.66 = -37.69kN.m.

May = -0.3 Mx = -0.3 x125.66 = -37.69KN.m.

VI.8.2.3.b. Détermination des moments à l'ELS:

Mx = µx.qser.lx² = 0,0831 x38.10x (5.60)² = 99.28 kN.m.

My = µy. Mx = 0.5004 x99.28= 49.68 kN.m.

- ✓ ***En travée:***

Mtx = 0.85Mx=0.85x40.278=84.388 kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x20.155 =42.23 kN.m.

✓ ***Aux appuis:***

Max = -0.3 Mx = -0.3x99.28= -29.78 kN.m.

May = -0.3 Mx = -0.3x99.28= -29.78 kN.m.

1. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:

Tableau .VI.23. *calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier.*

	Sens	Mu (kN.m)	D(cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	106.81	40	18.20	10HA16 =20.11
	Y	35.65	40	18.20	10HA16 =20.11
Appui	X	-37.69	40	18.20	10HA16 =20.11
	Y	-37.69	40	18.20	10HA16 =20.11

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI.24*. Vérification des armatures du radier à l'ELS.*

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	20.11	84.388	165.40	2.40	Oui	Oui
	Y	20.11	42.23	82.80	1.20	Oui	Oui
Appui	X	20.11	-29.78	58.40	0.90	Oui	Oui
	Y	20.11	-29.78	58.40	0.90	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifie.

VI.8.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 96.021 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 96.021 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{96.021 * 10^3}{1000 * 270} = 0.3564 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167\text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.8.3. Nervure :

VI.8.3.1. Dimensionnement :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48 \cdot l^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}} = 46.89\text{cm}$$

Avec :

- ✓ L=5.60 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h=50 cm.

Alors : on a des nervures de 50x50 cm².

VI.8.3.2. Evaluation des charges :

- ❖ ***À l'ELU :***

  $q_u = 666.5 \text{ kN/m.l}$

- ❖ ***À l'ELS :***

  $q_{ser} = 483.86 \text{ kN/m.l}$

VI.8.3.3. Calcul des moments :

VI.8.3.3.a. Aux appuis :

- ❖ ***À l'ELU :***

$$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = \frac{666.50x3.6^2}{12} = \text{-719.82. m}$$

- ❖ ***À l'ELS :***

$$M_a = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{12} = \frac{483.86x3.6^2}{12} = \text{-522.56 kN. m}$$

VI.8.3.3.b. En travées :

- ❖ ***À l'ELU :***

$$M_t = -\frac{q_u x \ell^2}{24} = \frac{666.50x3.6^2}{24} = 359.91 \text{ kN.m}$$

❖ ***À l'ELS :***

$$M_t = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{24} = \frac{483.86x3.6^2}{24} = 261.28 \text{ kN.m}$$

VI.8.3.4. Calcul du ferraillage :

VI.8.3.4.a. armatures longitudinales :

1. Calcul à l'ELU de résistance :

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{Si } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau VI.25. *Calcul des armatures longitudinales de la nervure.*

	Mu (kN.m)	μ	d (cm)	A (cm²)	Choix
Travée	359.91	0.027	47	20.25	7HA20=21.99
Appui	-719.82	0.054	47	22.5	8HA20=25.13

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau .VI.26. *Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS.*

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	21.99	261.28	2.5	196.00	Oui	Oui
Appui	25.13	-522.56	2.2	40.30	Oui	Oui

VI.8.3.4.b. Armatures transversales :

a) Calcul de l'effort tranchant Tu :

Tu=qu.ℓ/2=666.50x3.60/2=1199.70 kN.

b) Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{483.63 * 10^3}{500 . 470} = 2.058 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale :**

- Sa longueur ℓ_{nodal} =100 cm.
- A_t = 4T10.
- S_t = 10cm.

❖ **Zone courante :**

- A_t = 4T10.
- S_t = 20cm.

VI.9.LES LONGRINES :

➢ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]**

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas α=12 (Zone IIa)

On adopte: 30*30 cm^2

Tableau.V.27. *Les données de calcul.*

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

VI.9.1.Recommandation des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1).

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right]$

VI.9.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

➢ **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.28. *Ferraillage longitudinal des longrines.*

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	A_{Min} CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A choisie (cm^2)
30*30	1579.25	131.60	0.9	4.5	3.03	6HA12=6.78

VI.9.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ \right]$ = 201.63Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.VI.29. *Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.*

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1035.35	86.27	6HA12=6.78	20.93	202	CV

VI.9.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$
-

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.30. *calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.*

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.7	2.01	7.5	15	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

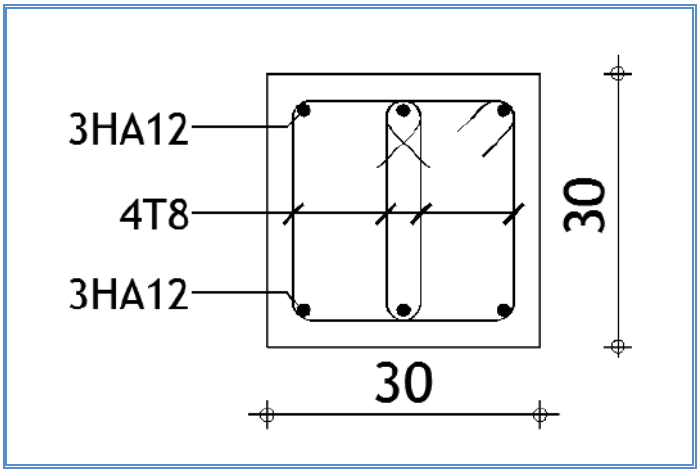


Figure.VI.9. *Ferraillage de la longrine.*

Conclusion Générale

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre connaissances scientifique et techniques essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes et des règlements en vigueurs.

La disposition du système de contreventement choisi dans ce projet (Portiques voiles) a été exigée par le règlement R.P.A.99 version 2003.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concrète vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP 2000 version 17.0
- ROBOT EXPERT
- AUTO CAD 2009.