REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Thème

Etude d'un bâtiment (RDC +6étages)

Présenté par

HAMMAD ABDELDJALIL

Proposé et Dirigé par

Mr. TALAICHE ZOHEIR

Promotion Juin 2019

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation. Un grand merci à Mr. Talaiche zoheir, Mr.: Ouldterki Benaissa et Mr.:Diffalah aissa Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.

Hammad abdeldjalil

Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A mes sœurs khatima et amina et rahaf, khouloud, mes belles fleurs que j'aime si fort.

A toute la famille HAMMAD et HALFAOUI

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2^{éme} année master génie civil promotion 2018

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

« abdel djalil »



ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز عمارة تتألف من طابق ارضي+6 طوابق ببوقادير الواقعة **بولاية شلف** المصنفة ضمن المنطقة مرتفعة زلزاليا **III** حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

هذا المشروع مهيكل بواسطة نظام صد (العارضات والأعمدة) المدعمة بالجدران المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية.

قياس الأبعاد وتسليح مختلف العناصر الأساسية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

*قانون الخرسانة المسلحة .

الدراسة الزلزالية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية **«SAP2000V21.0.2»**

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

RESUME

*Ce projet, consiste à étudier un bâtiment en **RDC+6**étages, à usage habitation. Il est implanté **à boukadire-wilaya de chlef**. Cette région est classée en zone sismique **III** selon le **RPA99 version 2003**.*

La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification.

*Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99version 2003**).*

*L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **«SAP2000V21.0.2»***

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

*This project deals with the study of a building with basement and 6 floors in the city of **boukadire-w. de chlef.** This is classified in a medium seismicity region (**III**) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version2003.***

The resistance of structure to vertical and horizontals loads assured by a system (frames and shear walls).

*The measurements and the design of reinforcement of all elements were established accordance with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003).***

*The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **« SAP2000 21.0.2 ».***

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

SOMMAIRES

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

I.1. Présentation de l'ouvrage : *1*

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : *1*

I.2.1. Dimensions en élévation : *1*

I.2.2. Dimension en plan : *1*

I.2.3. Données architecturales : *1*

I.2.4. Système de contreventement : *1*

I.2.5. Structure : *1*

I.3.Caractéristiques des matériaux : *2*

I.3.1. Béton : *2*

I.3.2. Acier : *4*

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction : *6*

II.2. Pré dimensionnement des planchers : *6*

II.2.1. Plancher à corps creux : *6*

II.2.2. Les dalles pleines : *6*

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : *7*

II.3.1. Maçonnerie : *7*

II.3.2. Plancher terrasse : *7*

II.3.3. Plancher étage courant : *8*

II.3.4. Dalle pleine : *8*

II.4. Pré dimensionnement des poutres : *9*

II.4.1. Les poutres : *9*

II.5. Pré dimensionnement des poteaux : *10*

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement : *10*

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicite : *10*

II.5.3. Dimensions des poteaux : *10*

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement lf : *11*

II.5.5. Calcul de l'effort Nu: *11*

II.5.6.la surface reprise par le poteau : 11
II.5.7. Descente des charges : 12
II.5.8. Détermination des sur charges d'exploitation : 12
II.5.9. L'effort normal a l'état limite ultime : 13
II.5.10. Vérification selon le RPA99 (version 2003) : 13
II.5.11. Vérification aux zones nodales :(RPA99V2003) 13
II.6. Pré dimensionnement des voiles : 14

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires :

III.1. L'acrotère : 15
III.1.1. Introduction : 15
III.1.2. Principe de calcul : 15
III.1.3. Evaluation des charges et surcharges: 15
III.1.4. Détermination des efforts: 15
III.1.5. Calcul de ferraillage a l'ELU: 15
III.1.5.1. Ferraillage vertical : 15
III.1.5.2. Vérification des contraintes a l'ELS: 16
III.1.5.3. Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU: 16
III.1.5.4. Detaille de ferraillage : 16
III.2. Planchers à corps creux : 17
III.2.1. Calcul des poutrelles: 17
III.2.1.1. Calcul avant coulage: 17
III.2.1.2. Après coulage : 17
III.2.1.2.1. Méthode calcul des poutrelles : 18
III.2.1.2.2. Calcul des charges et surcharges : 18
III.2.1.2.3. Sollicitations de calcul : 18
III.2.1.3. Ferraillage des poutrelles : 22
III.2.2. Ferraillage de la table de compression : 25
III.3. Calcul des escaliers: 25
III.3.1. Introduction: 25
III.3.2. Paramètre de calcul : 26
III.3.2.1. Evaluation des charges : 26
III.3.2.2. Détermination des efforts 26
III.3.2.3. Calcul des sollicitations : 27

III.3.2.4. Calcul de ferraillages à l'ELU : *27*
III.3.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS : *28*
III.3.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement : *28*
III.3.2.7. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui : *28*
III.3.2.8-vérification de la flèche à L'ELS : *28*
III.4.1. Les charges revenant à la poutre : *29*
III.4.2. Calcul des efforts : *29*
III.4.3. Ferraillage de la poutre palière à l'ELU: *30*
III.4.5. Vérification les contraintes de cisaillement : *30*
III.4.6. Vérification de l'espacement : *30*
III.4.7. Vérification de la flèche : *31*
III.5. Calcul de la dalle plane: *31*
III.5.1. Détermination d'épaisseur de la dalle : *31*
III.5.2. Calcul des actions : *31*
III.5.3. Calcul de la dalle pleine : *31*
III.5.4. Calcul de ferraillage de la dalle pleine: *32*
III .5.5. Vérifications: *33*
III.5.5.1.Vérification de l'espacement entre les aciers: *33*
III.5.5.2.Vérification de l'effort tranchant: *33*
III.6.Ferraillage: *34*

CHAPITRE VI : Etude dynamique:

IV.1. Introduction : *36*
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : *36*
IV.2.1. Centre de masse : *36*
IV.2.2. Centre de torsion: *36*
IV.2.3. Excentricité: *37*
IV.3. Choix de la méthode de calcul : *38*
IV.3.1. Introduction : *38*
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : *38*
IV.3.2.1. Principe de la méthode : *38*
IV.3.2.2. Modélisation : *39*
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : *39*

a) Coefficient d'accélération A 39
b) Facteur de correction d'amortissement η : 39
c) Coefficient de comportement R : 39
d) Facteur de qualité Q : 40

IV.3.2.4. Résultants de l'analyse dynamique: 40

1.Analyse modale : 41
1.1 Comportement modal : 41
1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) : 41

2.Analyse statique et dynamique : 42

2.1. Stabilité de la structure: 42

2-1-1 Vérification du résultant des forces sismiques de calcul : 42
a) Calcul de la force sismique totale V 42
2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement: 44
2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »). 45
2-1-4 Verification de l'effet P-Δ: 46

2-2 Résistance des éléments: 47

2-2-1 Verification de cisaillement des éléments. 47
2-2-2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 48

CHAPITRE V: Calcul des éléments résistants

V.1 Introduction : 50
V.2 Ferraillage des poutres : 50

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres : 50
V.2.1.1. Recommandation du RPA99 : 50
V.2.1.1.a. Armatures longitudinales : 50
V.2.1.1.b. Armatures transversales : 51
V.2.1.2. Étude thermique : 52

a. Effet de la température 53
b. Coefficient thermique 53
c. Résultat de calcul : 53

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS: 54
V.2.3. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 55

V.2.4. Calcul des armatures transversales : 55
V.2.5. Vérification de la flèche : 56
V.3.Ferraillage des poteaux : 57
V.3.1 Armatures longitudinales : 57
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : 57
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 58
V.3.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 60
V.3.1.5 Armatures transversales : 60
V.4 Ferraillage des voiles : 62
V.4.1. Ferraillage des trumeaux : 62
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales : 62
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS: 68
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC: 68
V.4.1.4 Armatures horizontales : 69
V.4.1.5. Les armatures transversales : 70
V.4.2 Ferraillage des linteaux : 71
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple : 71
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression : 72
V.4.2.3. Ferraillage voiles : 74

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure

VI.1. Les longrines : 75
VI.1.1. Introduction : 75
VI.1.2. Pré dimensionnement : 75
VI.1.3. Sollicitations : 75
VI.1.4. Ferraillage : 75
VI.1.5. Vérification des contraintes normale à l'ELS: 75
VI.1.6. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELS: 76
VI.2. Les fondations : 76
VI.2.1. Introduction : 76
VI.2.2. Nature de la couche de fondation : 76
VI.2.3. Choix de type des fondations: 77
VI.2.3.1. Semelles isolées : 77
VI.2.3.2. Calcul des semelles isolées : 77
VI.2.3.3. Vérifications des contraintes des semelles isolées : 78

VI.2.3.4. Vérification de la stabilité au renversement : *78*
VI.2.3.5. Vérification de Poinçonnement Sans Nappe Supérieur: *78*
VI.2.3.6. Ferraillage des semelles isolées : *79*
VI.2.4. Semelles filantes : *79*
VI.2.4.1. Ferraillage de la semelle filante sous poteaux et voiles : *80*
VI.2.4.2. Poutre de libage : *81*
VI.2.4.2. Ferraillage de la semelle filante sous voile : *82*
1-Vérification de l'excentricité : *82*
VI.3. Ferraillage : *83*

Liste des figures

Figure.I.1. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton…… 4

Figure.II.1. Schéma du plancher. 6
Figure.II.2. Choix de poteau plus sollicité. 10
Figure II.3. Coffrages des poteaux 13
Figure II.4. Zones nodales. 14
Figure.II.5. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite). 14

Figure.III.1. L'acrotère. 15
Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère. 16
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle 17
Figure.III.4. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 18
Figure.III.5. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS. 19
Figure.III.6. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 19
Figure.III.7. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 20
Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 20
Figure.III.9. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. 21
Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 21
Figure. III.12. Section de béton des poutrelles. 22
Figure.III.13. Détaille de ferraillage de poutrelle. 25
Figure.III.14. Schéma représentatif d'escalier. 26
Figure III.15 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU. 27
Figure III.16 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS. 27
Figure.III.17. La rupture de la dalle. 31
Figure.III.18. Escalie 35
Figure.III.19. Poutre palier. 35
Figure.III.20. Dalle plein. 35

Figure.IV.1. Mode1 41
Figure.IV.2. Mode2 41
Figure.IV.3. Mode3 41
Figure.IV.4. Disposition choisies. 49

Liste des figures

FIGURE.V.1.Ferraillage des poutres principale normale. 57
FIGURE.V.2.Ferraillage des poutres principale courts. 57
FIGURE.V.3. Ferraillage des poutres secondaires. 57
FIGURE.V.4. Ferraillage des poutres secondaires à l'effet thermique. 57
FIGURE V.5. Dessin de ferraillage des poteaux. 62
FIGURE V.6. Dessin de ferraillage des voile plein. 75
FIGURE V.7. Dessin de ferraillage des voile ouverte. 75

Figure.VI.1. Longrine. 75
Figure.VI.2. La 1^{ér} proposition des semelles isolée. 77
Figure.VI.3. Les efforts normaux des poteaux et des voiles a l'ELS 77
Figure VI.4. Disposition des semelles filantes. 79
Figure VI.5. Ferraillage de semelle isolée 83
Figure VI.6. Ferraillage de S.F sous poteaux. 84
Figure VI.7. Ferraillage de S.F sous voile. 84

LISTES DES TABLEAUX

Tableau I.1.caractéristiques mécanique des aciers……..... …..4

Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur. 7
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur..... 7
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse. 7
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant. 8
Tableau.II.5. Charge permanente due à la dalle de la terrasse. 8
Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle d'étage. 9
Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poutres. 9
Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poteaux..... 11
Tableau.II.9.Calcul de **N**..... 11
Tableau.II.10. Détermination des charges permanentes. 12
Tableau.II.11. Détermination des surcharges d'exploitation 12
Tableau.II.12. Calcul de N_{ultime}. 13
Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère..... 15
Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère 15
Tableau.III.3. Vérification de la flèche. 17
Tableau.III.4. Charges et surcharges des poutrelles aux E.L.U et E.L.S. 18
Tableau.III.5. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU…18
Tableau.III.6. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 19
Tableau.III.7. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 19
Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 19
Tableau.III.9. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 20
Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 20
Tableau.III.11. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..21
Tableau.III.12. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 22
Tableau.III.13. Calcul des armatures..... 22
Tableau.III.14. Vérification des armatures..... 23
Tableau.III.15. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 24
Tableau.III.16. Calcul détaillée de la flèche..... 24
Tableau.III.17. Charges et surcharges du palier..... 26
Tableau.III.18. Charges et surcharges de paillasse. 26

Tableau III.19 : Combinaisons des charges de l'escalier. 27
Tableau.III.20. Les moments et les section d'armature longitudinale. 28
Tableau III.21 : Résultats du ferraillage de répartition. 28
Tableau III.22 : Vérification de l'espacement. 28
Tableau III.23 : Vérification des contraintes. 28
Tableau III.24 : Les armatures de la section comprimé. 29
Tableau.III.25. Vérification de la flèche. 29
Tableau III.26 : Les sollicitations de la poutre palière. 30
Tableau III.27 : Les résultats de ferraillages longitudinales. 30
Tableau III.28 : Vérification des contraintes. 30
Tableau.III.29. Les actions sur la dalle. 32
Tableau.III.30. Ferraillage de la dalle pleine 33
Tableau.III.31. Vérification des contraintes à l'état limite de service. 34
Tableau.IV.1. Centre de masse et centre de torsion. 37
Tableau.IV.2. Excentricité suivant les deux directions. 38
Tableau.IV.3. Distribution des sollicitations suivant X. 39
Tableau.IV.4. Distribution des sollicitations suivant Y. 40
Tableau.IV.5. Facteur de qualité. 40
Tableau.IV.6. Comportement des trois premiers modes. 41
Tableau.IV.7. Participation massique. 42
Tableau.IV.8. Les valeurs de la force sismique. 43
Tableau. IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 43
Tableau. IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 44
Tableau. IV.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 45
Tableau. IV.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 46
Tableau. IV.13. Vérification de l'effet P-Δ 46
Tableau. IV.14. Vérification de cisaillement des poutres. 47
Tableau. IV.15. Vérification de cisaillement des voiles. 48
Tableau. IV.16. Vérification de l'effort normal réduit. 48
Tableau. IV.17. Dimensions finales des éléments. 49
Tableau.V.1. Les données de calcul. 50
Tableau.V.2. La section calculée d'armatures des poutres principales. 52
Tableau.V.3. La section choisie d'armatures des poutres principales. 52
Tableau.V.4. La section calculée d'armatures des poutres secondaires. 52

Tableau.V.5. La section choisie d'armatures des poutres secondaire. 52
Tableau.V.6. La section calculée d'armatures de poutre secondaires. 53
Tableau.V.7. La section choisie d'armatures de poutre. 54
Tableau.V.8. Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS. 54
Tableau.V.9. Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS. 54
Tableau.V.10. Calcul de $\boldsymbol{\tau}_{u}$ 55
Tableau.V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres. 55
Tableau.V.12. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 56
Tableau.V.13. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 56
Tableau.V.14. Vérification de la flèche des poutres. 56
Tableau.V.15. La section d'armatures des poteaux 59
Tableau.V.16. Vérification des contraintes à l'ELS. 60
Tableau.V.17. La section d'armatures transversales des poteaux. 61
Tableau.V.18. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X). 63
Tableau.V.19. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X). 64
Tableau.V.20. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y). 65
Tableau.V.21. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y). 66
Tableau.V.22. La section calculée d'armatures verticales des voiles (inclinée). 67
Tableau.V.23. La section choisie d'armatures verticales des voiles (inclinée). 68
Tableau V.24. Vérification des contraintes des voiles. 69
Tableau V.25. Vérification des contraintes de cisaillements des voiles. 70
Tableau V.26 La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant x). 71
Tableau V.27. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant y). 71
Tableau V.28. La section d'armatures horizontales des voiles (inclinée). 71
Tableau V.29. Choix de la méthode de calcul. 73
Tableau V.30 La section calculée d'armatures des linteaux (traction/compression). 74
Tableau V.31. La section d'armatures choisies des linteaux (traction/compression). 74
Tableau V.32. La section d'armatures des linteaux (Flexion simple). 74
TableauVI.1. Vérification des contraintes normales. 76
TableauVI.2. Vérification des contraintes de cisaillements. 76
Tableau.VI.2. Dimensionnement de semelles isolées. 78
Tableau.VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées. 78
Tableau.VI.4. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées. 78
Tableau.VI.5. Vérification de Poinçonnement des semelles isolées. 78

Tableau.VI.6. Ferraillage des semelles isolées. 79
Tableau VI.7. Dimensionnement des semelles filantes (ELS). 80
Tableau VI.8. Vérifications de chevauchements entre les semelles 80
Tableau VI.9. Vérification de l'excentricité. 80
Tableau VI.10. Ferraillage parallèle. 81
Tableau VI.11. Parallèlement à l'axe de longitudinal. 81
Tableau VI.12. Dimensionnement de poutre de libage. 81
Tableau VI.13. Vérification des contraintes de cisaillements de P. libage. 81
Tableau VI.10. Calcul de ferraillages. 82
Tableau VI.11. Les armatures choisies. 82
Tableau VI.12. Vérification des contraintes à L'ELS. 82
Tableau VI.13. Ferraillage parallèle. 83
Tableau VI.16. Parallèlement à l'axe de longitudinal. 83

Notation

➢ Majuscules romaines :

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

➢ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

Notation

$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
$\mathbf{l_f}$: Longueur de flambement,
$\mathbf{S_t}$: Espacement de cours d'armature transversale.

➢ Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : 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.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

Pour assurer la résistance d'une structure face aux sollicitations externes qui peuvent générer des charges horizontales, en fait recours un système de contreventement qui peut être constitué par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le règlement parasismique algérien par un nombre de chercheur est appelé à être modifier suivant L'évolution de l'activité terrestre.

L'étude aura lieu sur une Bâtiment en R+6 implanté en zone de forte sismicité (zone III), la structure du bâtiment est contient des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé.et afin d'élaborer ce travail on a agi comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré- dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments secondaire (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression, et aussi les dalles pleines).

La quatrième étape consiste à l'étude dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et pour assurer la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis les actions sismiques.

La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles).

La sixième étape consistera à faire le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages) ainsi que les longrines.

A la fin on conclure par une conclusion générale.

CHAPITRE I

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en RDC+6 étages à usage d'habitation collective. Dont le lieu d'implantation est à wilaya de chlef. Zone de forte sismicité (III), selon la nouvelle classification et conformément au Règlement Parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, groupe d'usage (2) dans un site classé comme un sol ferme (S2).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- ♦La hauteur de RDC……. 3.23m.
- ♦ La hauteur de l'étage courant …. 3.23m.
- ♦ La hauteur totale du bâtiment est de ...23.21 m

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente un dé non symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme barre et d'angle de longueur **L** et une largeur ℓ.

Avec :

$$\mathbf{L} = 32.01 \text{ m}$$

$$\ell = 16.73 \text{ m}$$

I.2.3. Données architecturales :

I.2.4. Système de contreventement :

Dans les structures de béton armé, la classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre bâtiment à une hauteur supérieure à **8 m**, dans la zone **III** donc selon le **RPA99 version 2003** il est nécessaire de prévoir un système de contreventement.

Et selon le coefficient de comportement **R** on a trois type de système de contreventement :

♦les voiles doivent reprendre 100%de l'effort tranchant d'étage, dues aux charges horizontales (Tx, Ty) et supérieur à 20% des sollicitations dues aux charges verticales (Nz) (R=3.5).

♦ les portiques reprennent > 25% de l'effort tranchant d'étage, dues aux charges horizontales et les voiles reprennent < 20% des sollicitations dues aux charges verticales(Nz) (R=5).

♦les voiles reprennent 100% de l'effort tranchant d'étage. Dues aux charges horizontales (Tx,Tz) et < 20% des sollicitations dues aux charges verticales(Nz) (R=4).

RPA99 version 2003 [Art 3.4 page 18].

I.2.5. Structure :

♦**plancher** : Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. On à deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour le (***RDC***) et les étages courants.

b. Planches à dalle pleine.

♦ **Acrotère** : Au niveau du plancher terrasse, 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 double cloison de brique creuse séparées par une lame d'air de 0.05 cm d'épaisseur.

-Les murs Intérieurs ***:*** constitués par une seule cloison de 05 cm d'épaisseur.

♦**Escaliers** :

On a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtues de carrelage.

♦**Revêtements** :

Le revêtement est constitué de :

-Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.

-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 assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

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 a 350Kg/m^3 avec un ciment CPJ-CEMII42.5 donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa.et une résistance à la traction f_{t28}=2.1MPa.

La composition d'un mètre cube de béton est à titre indicatif :

-Ciment (classe 42.5)	**350Kg.**
-Sable (0/5)	**400Kg.**
-Gravier (8/15-15/25)	**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 : (Selon CBA 93 article A.2.1.1.1 page 05).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \qquad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ Si} \qquad f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 60 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Dans notre étude 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 ftj est déduite de celle à la compression par la relation suivante : (Selon CBA 93 article A.2.1.1.2 page 06).

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.

υ : *coefficient de poisson* $\begin{cases} 0,2 \text{ à l'ELS.} \\ 0 \text{ à l'ELU.} \end{cases}$

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. (Selon CBA 93 article A.2.1.2.1 page 07).

Le module de déformation longitudinale différée est donné par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721.40 MPa. (Selon CBA 93 article A.2.1.2.2 page 08).

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. Contrainte de déformation :

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.

γ_b : *coefficient de sécurité* $\begin{cases} 1,5 \text{ situation durable} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

- 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.

Contraintes limites à l'ELUS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6.fc_{28}$ (σ_{bc} =15MPa)

5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f(\xi)$) :

Diagramme Parabole – Rectangle *:*

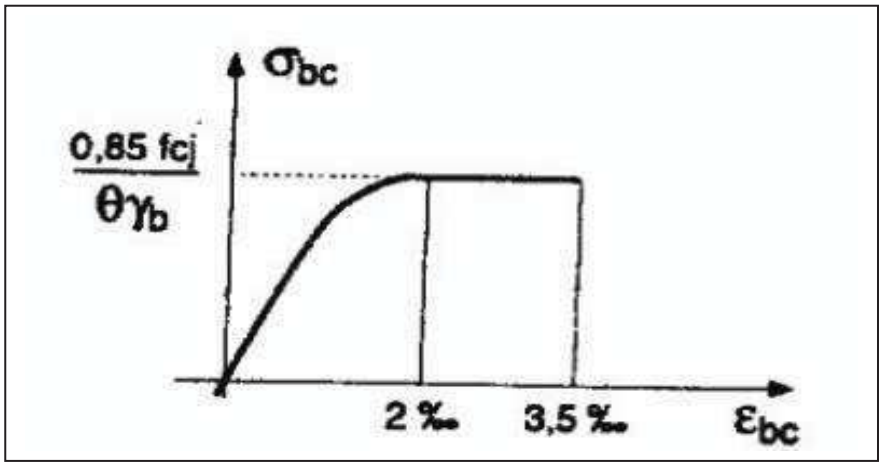


Figure.I.1. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

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‰ ≤ ξ_{bc}≤3.5‰

-γ_b : Coefficient de sécurité.

- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

I.3.2. Acier :

2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé pour l'amélioration de résistance de béton, Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1.Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$	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 constante 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 :*** **[2]**

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

- $\bar{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;

$$\gamma_s : coefficient\ de\ sécurité \begin{cases} 1,15\ situation\ durable. \\ 1,00\ situation\ accidentelle. \end{cases}$$

Etat limite de service (ELS) :

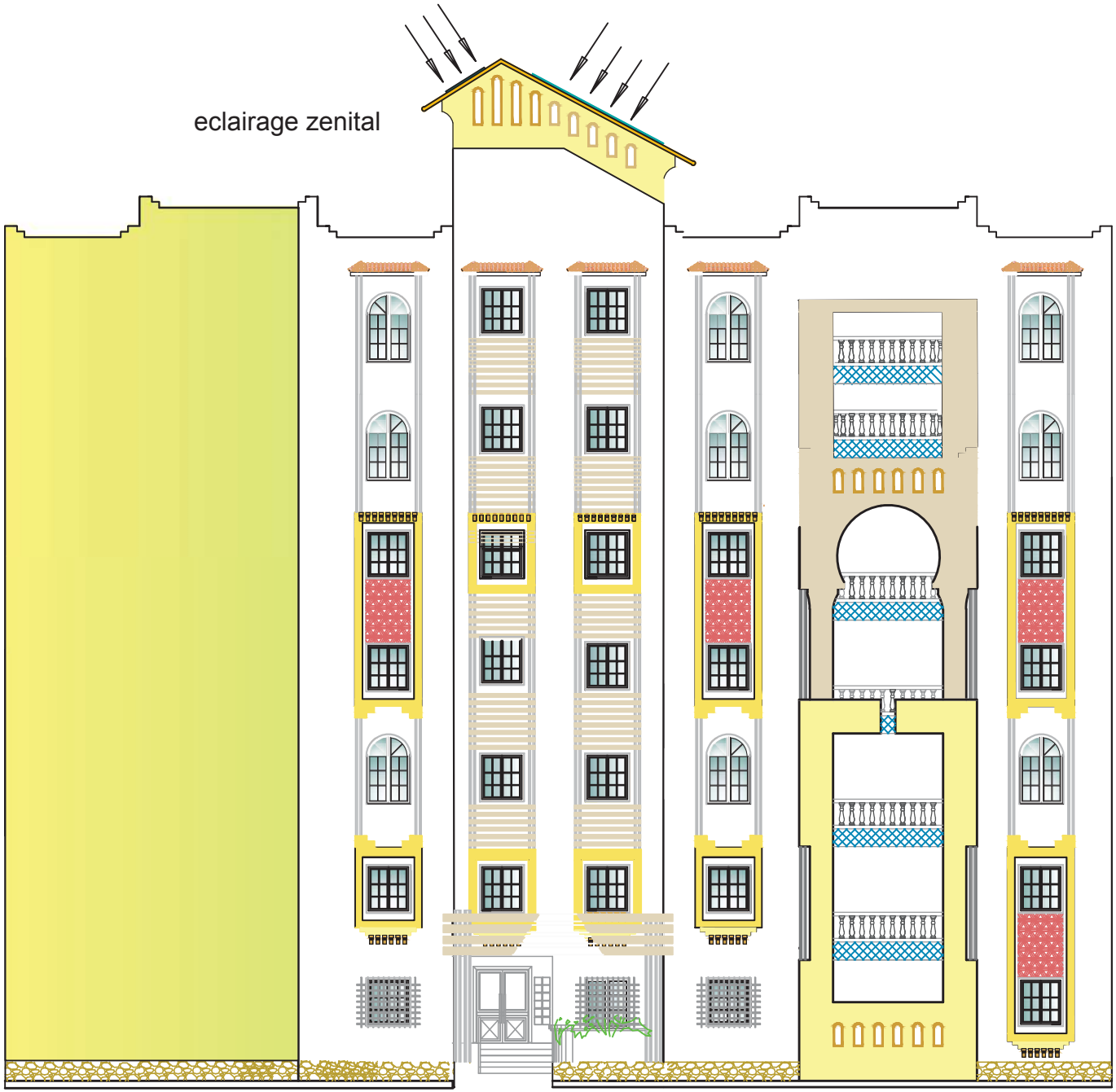
Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

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

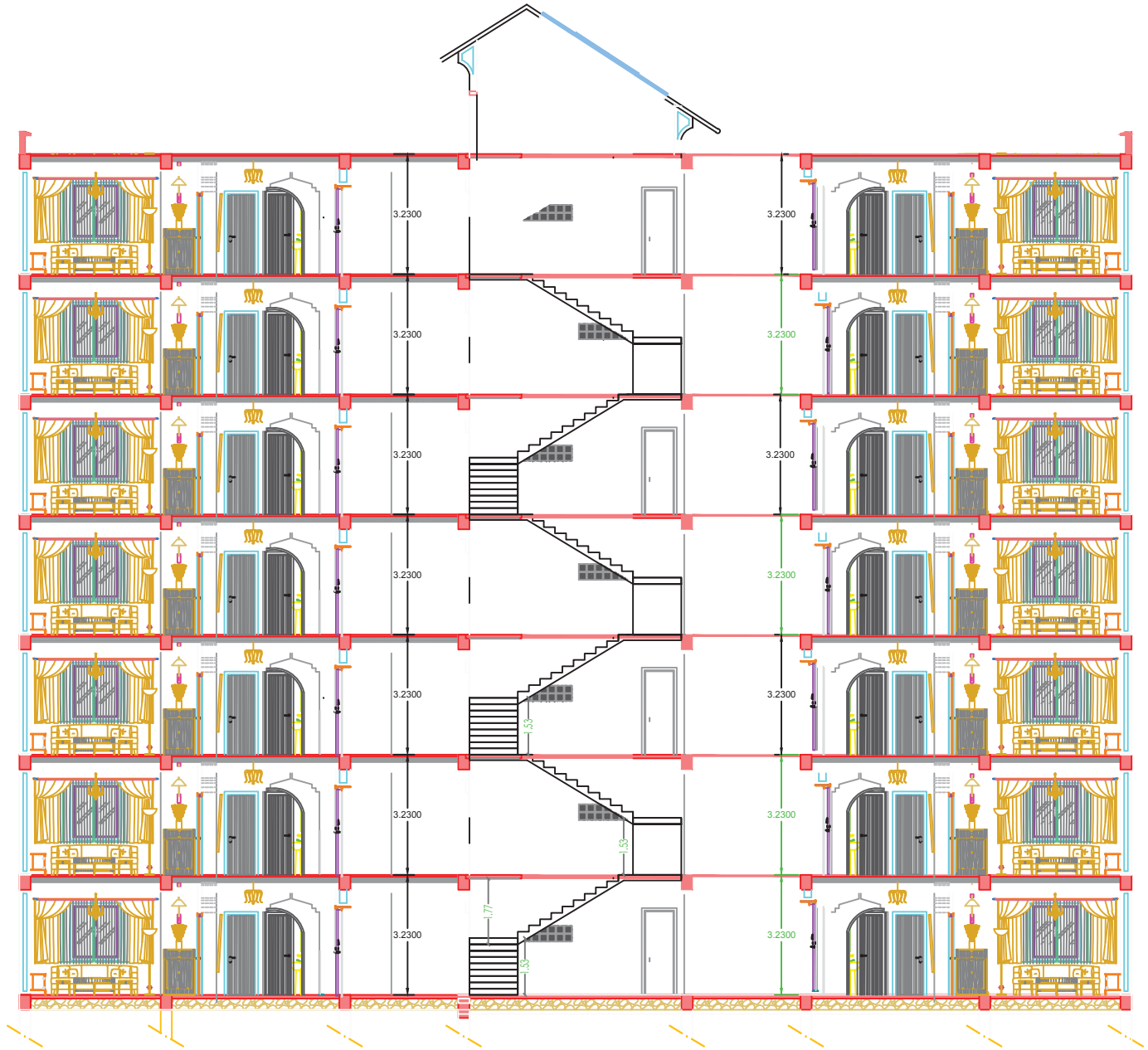
Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

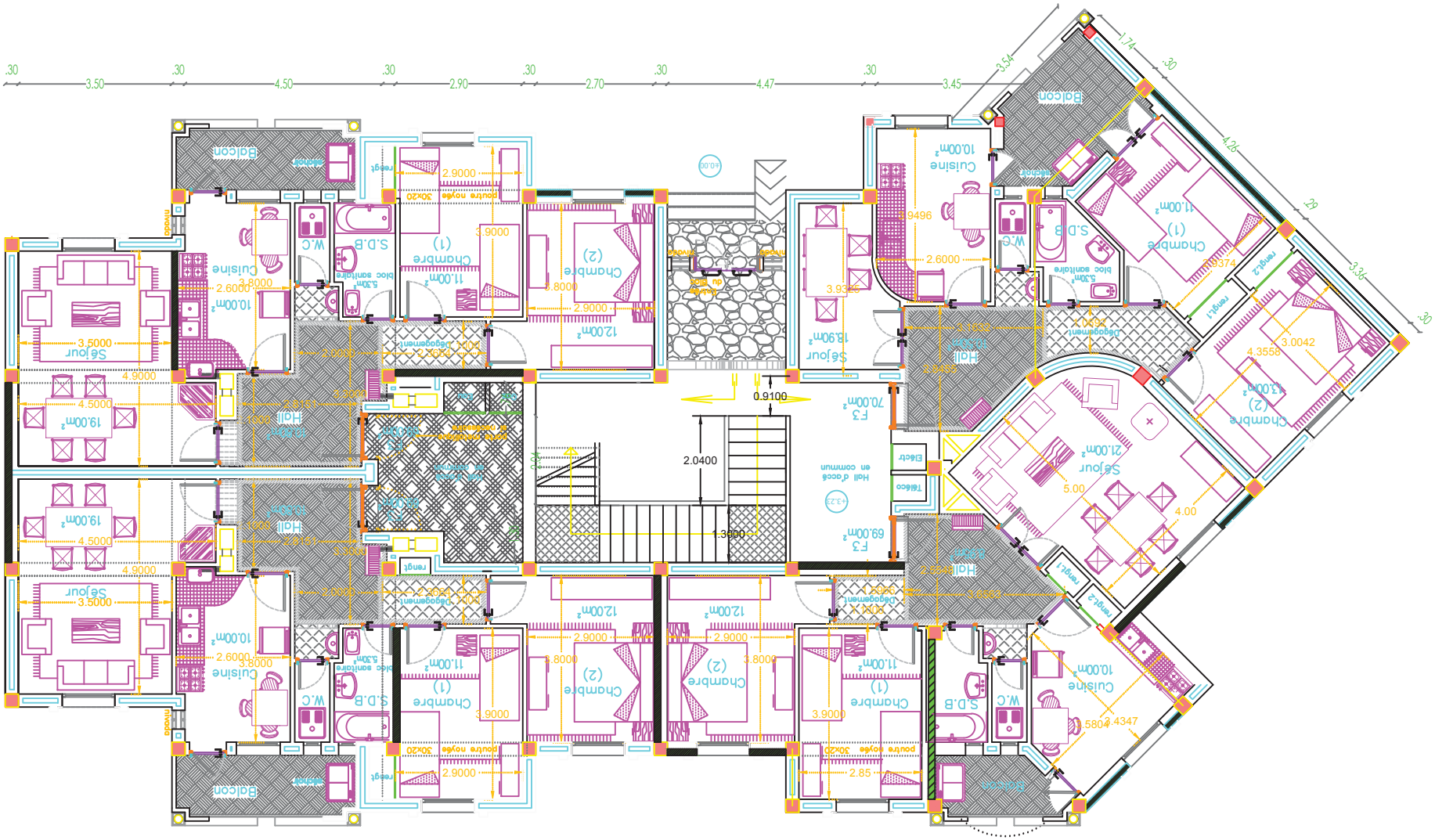
$$\eta = \begin{cases} 1,00\ pour\ les\ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés. \\ 1,60\ pour\ les\ armatures\ à\ haute\ adhérance. \end{cases}$$



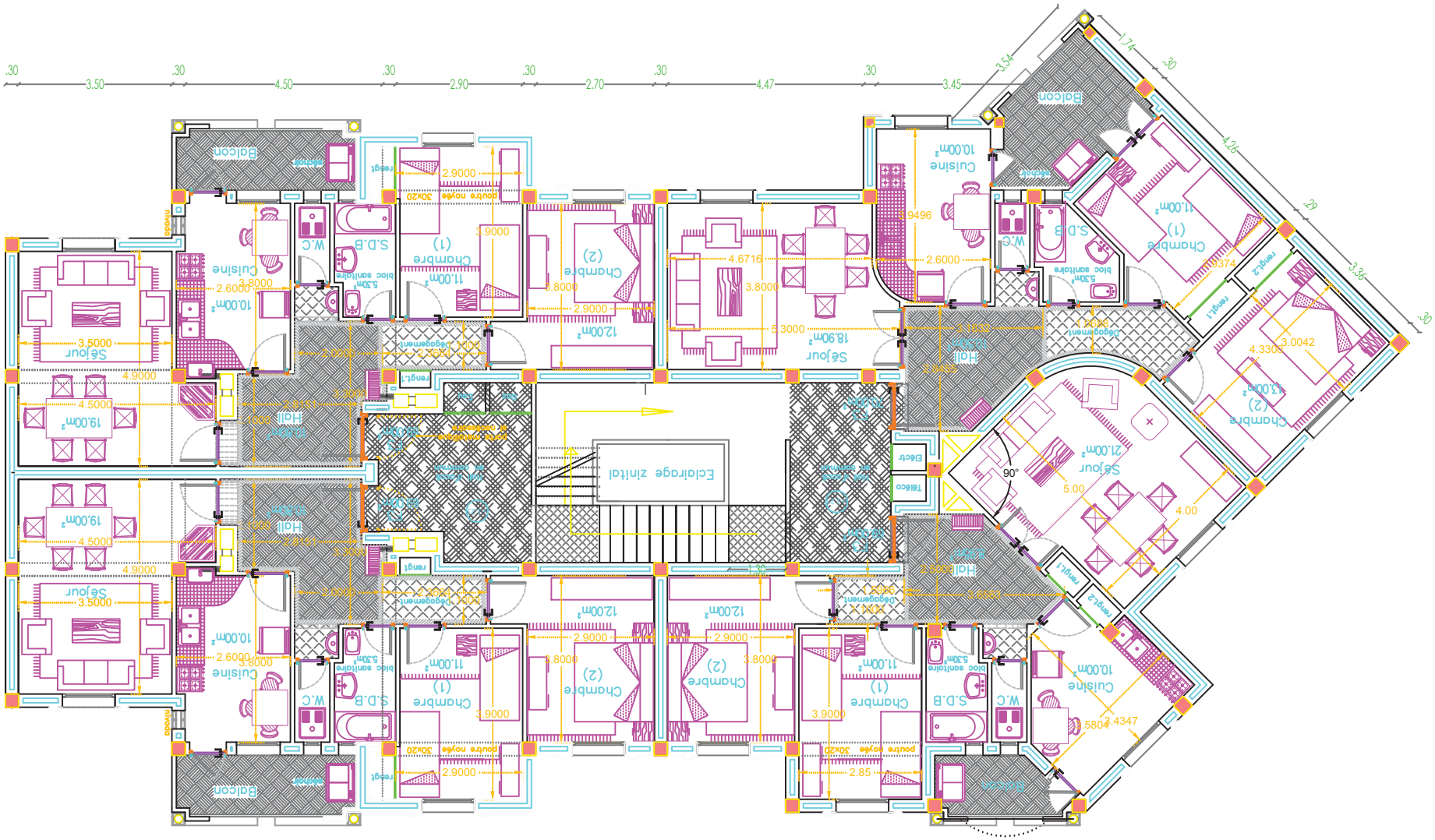
Facade principale


3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
3.2300
.53
.52
.77
.58

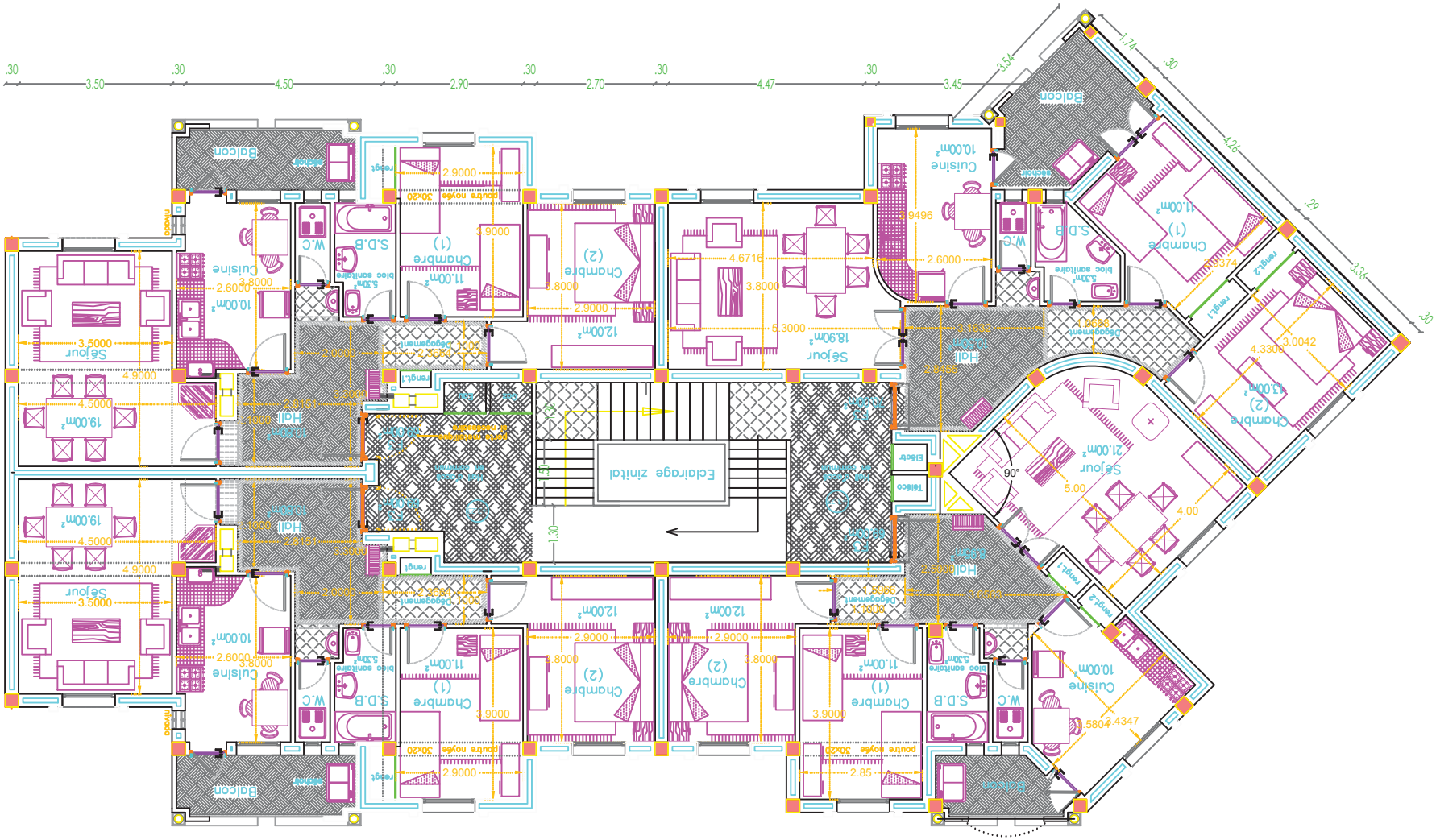
coupee 1-1


.30
3.50
.30
4.50
.30
2.90
.30
2.70
.30
4.47
.30
3.45
3.54
1.74
.30
4.26
.28
3.36
.30
Balcon
Cuisine
10.00m²
Séjour
18.90m²
S.D.B
W.C
Chambre (1)
11.00m²
Chambre (2)
12.00m²
Hall
F3
70.00m²
69.00m²
Hall d'accès en commun
Ascen
Escal
Terrasse
0.9100
2.0400
1.3000
3.9496
2.6000
3.9374
3.0042
4.3558
3.5000
4.9000
4.5000
19.00m²
2.9000
3.8000
3.9000
2.85
4.4347
5.5804
5.00
4.00
21.00m²

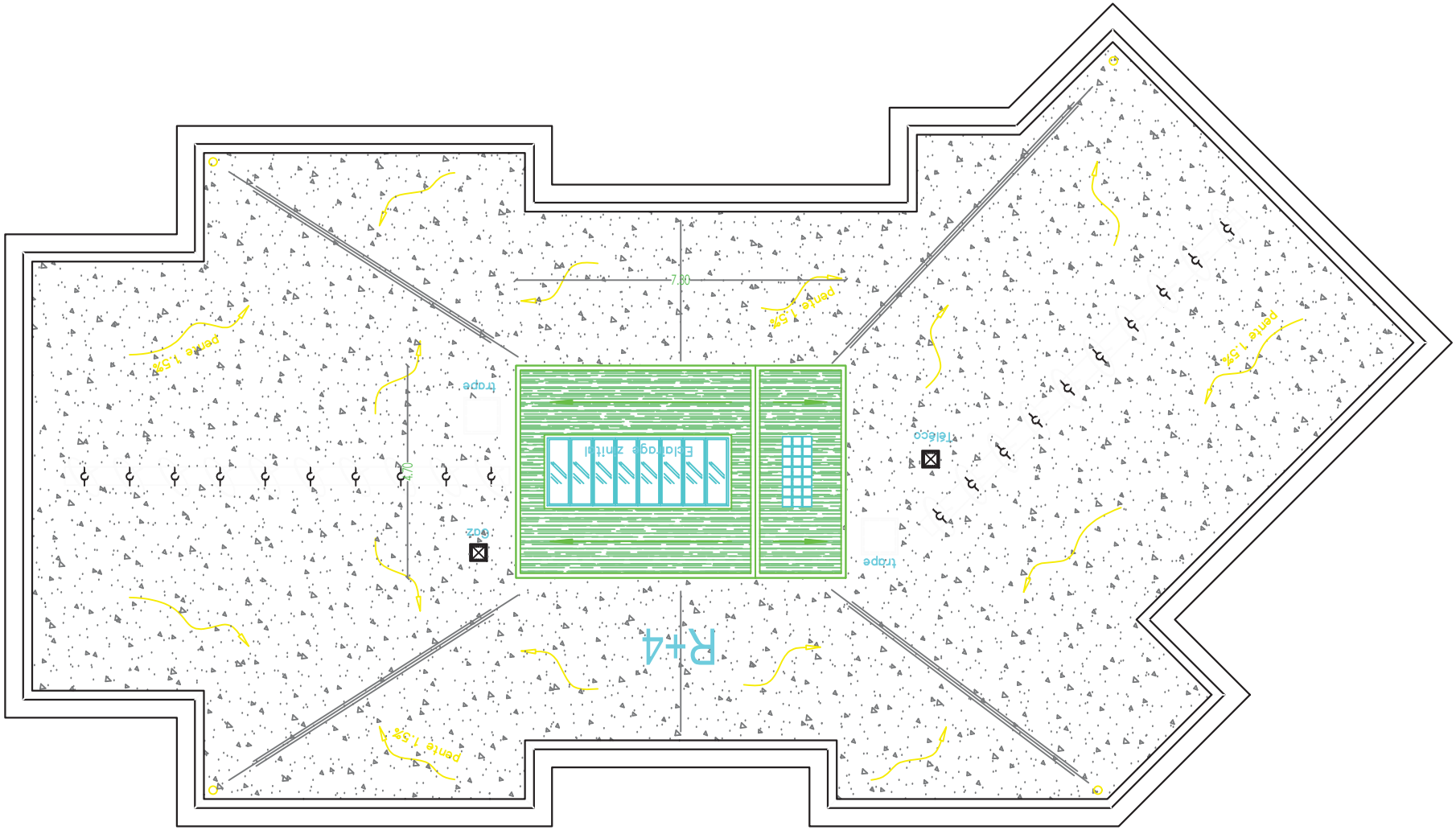
Plan du RDC



Plan du 1er étage



Plan du étage courant



Plan de Toiture

CHAPITRE II

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment. Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ♦Plancher à corps creux.
- ♦ plancher à Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est 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 :

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$ avec $L_{max} = 4.50m$

$\frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \rightarrow 18 \leq h_t \leq 22.5$ on adopte $h_t = 20cm$

Avec : $h_t = (d + e) = (16+4)$ cm.

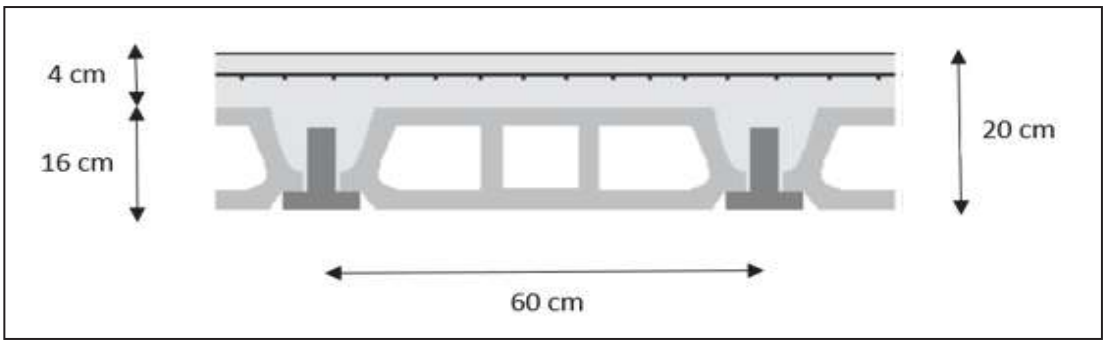


Figure.II.1. Schéma du plancher.

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 :la petite portée du panneau le plus sollicité : Ly=2.17m.

On aura donc : $\frac{217}{45} \leq ep \leq \frac{217}{40} \rightarrow 4.82 \leq ep \leq 5.43$

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	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	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	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	2.52

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	0.04	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Plaque de liège	0.04	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit en ciment	0.02	0.20
		Totale	6.27

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 courant.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	List de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.40
4	Plancher corps creux	(0.16+0.04)	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20
6	Les murs simple cloison	0.10	1.62
		Totale	5.96

II.3.3.b. Charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation : **Q = 1.5KN/m²**

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4. a. Dalle de la terrasse : (charges permanentes)

Tableau.II.5. Charge permanente due à la dalle de la terrasse.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Plaque de liège	0.04	0.03
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher en dalle plein	0.15	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	0.20
		Totale	7.22

II.3.4.b. Charges d'exploitation :

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

II.3.5.a. Dalle de l'étage : (charges permanentes)

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	List de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.40
4	Plancher en dalle plein	0.15	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20
6	Les murs simple cloison	0.10	1.62
		Totale	6.91

II.3.5.b. Charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation : Q = 1.5 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).

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 poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \; et \; 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

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

$$h \geq 30cm \;\; ; \;\; b \geq 20cm \;\; ; \frac{h}{b} \leq 4 \; ; \; b_{max} \leq 1.5h + b_1$$

Condition de la rigidité :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

II.4.1. Les poutres :

Dans un tableau les dimensions des poutres :

Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poutres.

élément	L(m)	b(cm)	h(cm)	(b*h)(cm²)	(b*h)min	vérification
P.P	5.05	30	45	(30*45)	(20*30)	oui
P.S	4.5	30	40	(30*40)	(20*30)	oui

Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres respectivement :

(30x45) (cm²) ; (30x40) (cm²) .

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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 charges permanentes 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).

II.5.1. 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.5.2. Choix du poteau le plus sollicite :

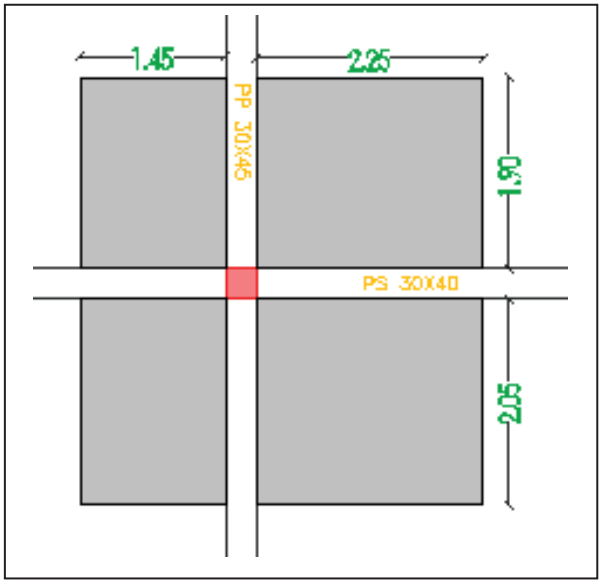


Figure.II.2. Choix de poteau plus sollicité.

II.5.3. Dimensions des poteaux :

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

Section carrés :

(b x h) min ≥ (30x30) cm : zones III ; Min $(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$; $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		6	5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	35	35	35	40	40	45	45
	b (cm)	35	35	35	40	40	45	45

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement lf :

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.

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :$N_{ultime} \leq \alpha \times [\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]$

Avec : f_{c28} =25Mpa ; γ_b =1,5 ; γ_s =1,15 ; f_e 400

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 ; Br = (b-2cm) × (h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} ; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Tableau.II.9.Calcul de $\overline{N}$.

niveau	dimension	Br (mm²)	L_f	λ	α	As	$\overline{N}$ (k N)
6	35x35	108900	2.26	22.38	0.93	122.5	1918.75
5	35x35	108900	2.26	22.38	0.93	122.5	1918.75
4	35x35	108900	2.26	22.38	0.93	122.5	1918.75
3	40x40	144400	2.26	19.58	0.91	160	2491.14
2	40x40	144400	2.26	19.58	0.91	160	2491.14
1	45x45	184900	2.26	17.41	0.90	202.5	3143.17
RDC	45x45	184900	2.26	17.41	0.90	202.5	3143.17

II.5.6.la surface reprise par le poteau :

- La surface Complete du plancher :

S_t= (1.45+0.3+2.25) × (1.90+0.30+2.05) = 17m^2

- La surface du plancher seulement :

S_P= (1.95+1.95) × (1.775+2.325) = 14.62 m2

Donc finalement on a **S_t = 17 m²** et **S_P =14.62 m²**

II.5.7. Descente des charges :

Tableau.II.10. Détermination des charges permanentes.

étages	He (m)	G plancher (KN)	G PP (KN)	G PS (KN)	G Poteau (KN)	G Niveau (KN)	G cumules (KN)
6	3.23	79.53	13.33	11.10	9.89	113.85	113.85
5	3.23	75.60	13.33	11.10	9.89	109.92	223.77
4	3.23	75.60	13.33	11.10	9.89	109.92	333.69
3	3.23	75.60	13.33	11.10	12.92	112.95	446.63
2	3.23	75.60	13.33	11.10	12.92	112.95	559.58
1	3.23	75.60	13.33	11.10	16.35	116.38	675.96
RDC	3.23	75.60	13.33	11.10	16.35	95.16	771.11

II.5.8. Détermination des sur charges d'exploitation :

Loi de dégression :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient(3+n/2n) étant valable pour n ≥ 5. **DTR B.C.2.2**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2……, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau.II.11. Détermination des surcharges d'exploitation.

Etage	6	5	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	17.54	26.12	26.12	26.75	26.75	27.39	27.39

II.5.9. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteaux de rive.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$; $Nu = 1.1Nultime$.

Tableau.II.12. Calcul de N_{ultime}.

Etage	G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	1.1Nu<Nadm
6	113.85	17.54	180.00	198.00	Oui
5	223.77	43.66	367.58	404.33	Oui
4	333.69	67.17	551.23	606.35	Oui
3	446.63	88.63	735.91	809.50	Oui
2	559.58	107.42	916.57	1008.23	Oui
1	675.96	124.05	1098.62	1208.48	Oui
RDC	771.11	137.93	1247.91	1372.70	Oui

II.5.10. Vérification selon le rpa99 (version 2003) :

- RDC et 1er étage :

Les poteaux de section (45×45) cm2

Min (45, 45) >25 cm…. (**oui)**

Min (45, 45) > (323/20) =16.15 cm

$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} \leq 4$…...**(oui)**

- 2eme étage et 3 eme étage : (40x40) cm²

Min (40, 40) >25 cm…… (**oui)**

Min (40, 40) > (323/20)=16.15cm

$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4$…...**(oui)**

- 4eme étage et 5 eme étage et 6 eme étage : (35x35) cm²

Min (35, 35) >25 cm…… (**oui)**

Min (35, 35) > (323/20)=16.15cm

$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4$…...**(oui)**

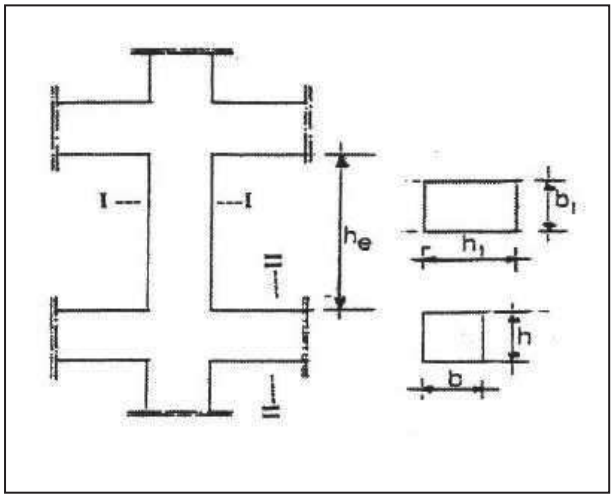


Figure II.3. Coffrages des poteaux

Resultant:

Les sections des Poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

II.5.11. Vérification aux zones nodales :(rpa99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h1/2)$

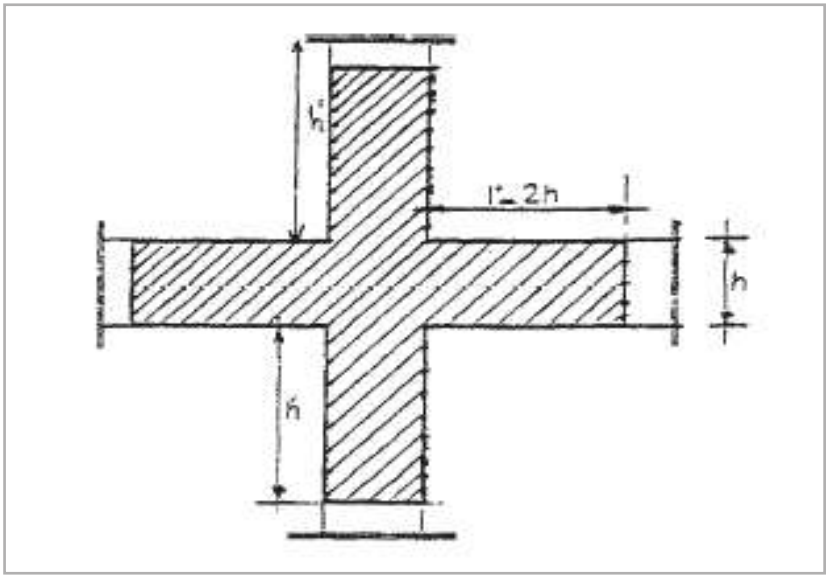


Figure II.4. Zones nodales.

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment 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 $L \geq 4a$. 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, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

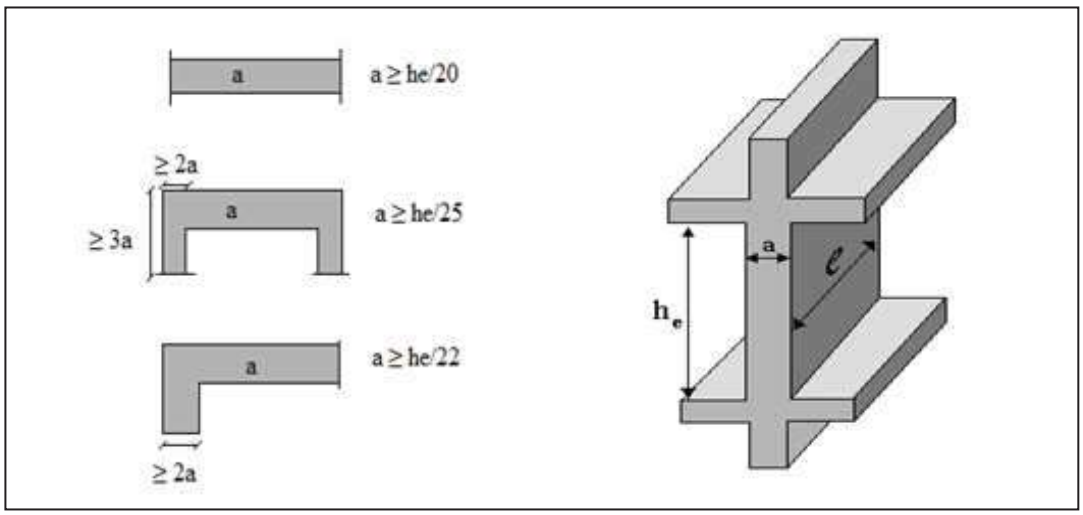


Figure.II.5. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$$ Donc : a =15cm.

CHAPITRE III

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal due à son poids propre (G).
- Un moment due à la surcharge (Q)

III.1.2. Principe de calcul :

1.dimensions :

h = 60 cm

h' =50cm

a =10cm

e =15cm

c=2.5cm

c'=2.5cm

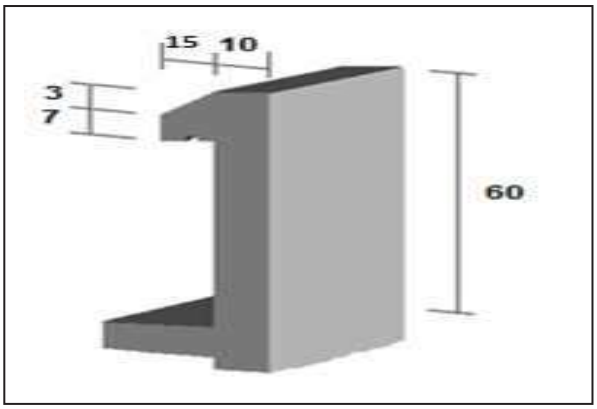


Figure.III.1. L'acrotère.

2. Paramètre de calcul :

Matériaux :

Béton FC28 =25 MPa

Acier Fe =400 MPa

III.1.3. Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

Charges permanents	G= 1.875 kN/ml
Charges exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.4. Détermination des efforts:

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

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN/ml	$N_{ser} = G = 1.875$ kN/ml
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.5. Calcul de ferraillage a l'ELU:

III.1.5.1. Ferraillage vertical :

Le ferraillage sera fait en flexion composée pour une bande de 1.00 ml de longueur :

A_{s1}= 4.40 cm² ; A_{s2}= 4.40 cm²

Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5\ cm^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n - 1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7 - 1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = Min[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad Oui$$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.55}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.55}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = Min[\ 4h\ ;\ 45cm\ ] = 40cm \quad \Rightarrow Oui$$

On adopte : $S_{rép} = 17\ cm.$

III.1.5.2. Vérification des contraintes a l'ELS:

Type de fissuration : préjudiciable

σb = 0.34 MPa ≤ $\overline{\sigma}$ b = 0.6 fc28 = 15 Mpa **(oui)**

σs adm = min{ 2/3 Fe ; 110*(ɳ*Ft28)^1/2} = 201.63 Mpa

σs = 2.16 MPa < σs adm = 201.63 MPa **(oui)**

σs = 2.64 MPa < σs adm = 201.63 Mpa **(oui)**

III.1.5.3. Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU:

$\bar{\tau}$ = min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2.5 Mpa (la fissuration est préjudiciable)

Tu=Tu/b*d = 0.020 MPa

D'où alors : τu =0.02 Mpa < τu =2.5Mpa. ……..**(Oui)**

III.1.5.4. Detaille de ferraillage :

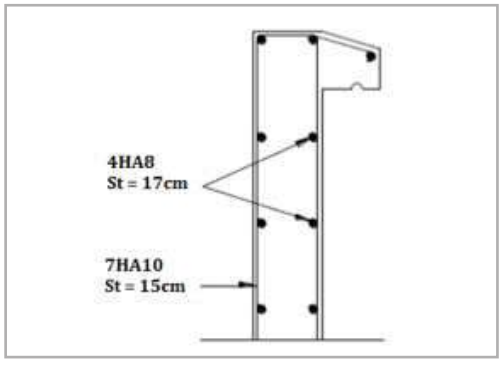


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

III.2.1. 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.

III.2.1.1. Calcul avant coulage:

a-Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

$L_{travée}$= 4.50 m

Q= 2.25 KN /ml

G= poids de poutrelle + poids de cors creux

= (0.12*0.004*25) +(0.65*1) = 0.77 KN/ml

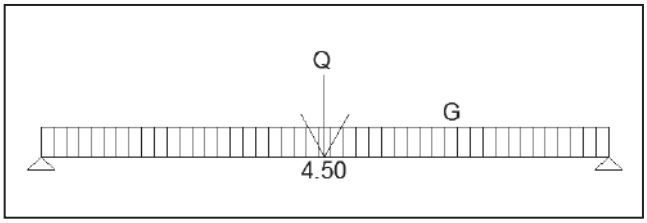


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle

b-Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 1.94kN.m \quad , \quad M_Q = 2.53kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 6.41kN.m$$

$$\mu = 890 \gg \mu_l = 0.392$$

c-Calcul de la flèche des poutrelles:

$$f = \frac{5\times 1.35\times G\, L^4}{384\times EI} + \frac{1.5\times Q\, L^3}{48\times EI}; \qquad [f] = \frac{L}{500};$$

Tableau.III.3. Vérification de la flèche.

n étaiement	L (m)	G KN/ml	Q KN/ml	E	I (mm^4)	F (mm)	[f] (mm)	vérification
0	4.5	0.77	2.25	$2.1*10^5$	640000	41.33	9	non
1	2.25	0.77	1.125	$2.1*10^5$	640000	5.161	4.5	non
2	1.5	0.77	1	$2.1*10^5$	640000	1.29	3	oui

Résultats :

2 étaiements espacés de 1.5 m sont suffisent pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage et éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.2.1.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

III.2.1.2.1. Méthode calcul des poutrelles :

a. Méthode forfaitaire :

Conditions d'application :

1-Charges uniformément réparties : $Q \leq$ Min (2.G et 5 KN/m^2)

Charges concentrées : $P \leq$ Min (Q/4 et 2 KN)

2- Vérification de : $0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$

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

b. Méthode de Caquot.

III.2.1.2.2. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.4. Charges et surcharges des poutrelles aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6.27×0.65 = 4.08	1×0.65 = 0.650	6.48	4.73
Plancher courant	5.96×0.65 = 3.87	1.5×0.65=0.98	6.69	4.85

III.2.1.2.3. Sollicitations de calcul :

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

Poutrelles à deux travées : (forfaitaire applicable)

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

Tableau.III.5. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	α	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Te(KN)	Tw (KN)
A – B	0.2	17.02	11.24	3.40	10.21	-12.17	9.15
B – C	0.2	17.47	11.54	10.48	3.49	-9.27	12.33

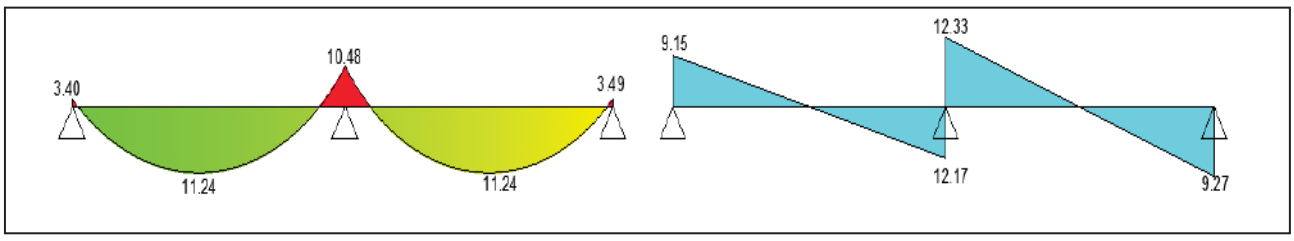


Figure.III.4. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.6. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	α	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Te(KN)	Tw(KN)
A – B	0.2	1.33	8.14	2.47	7.40	-11.75	9.56
B – C	0.2	12.66	8.36	7.60	2.53	-9.69	11.91

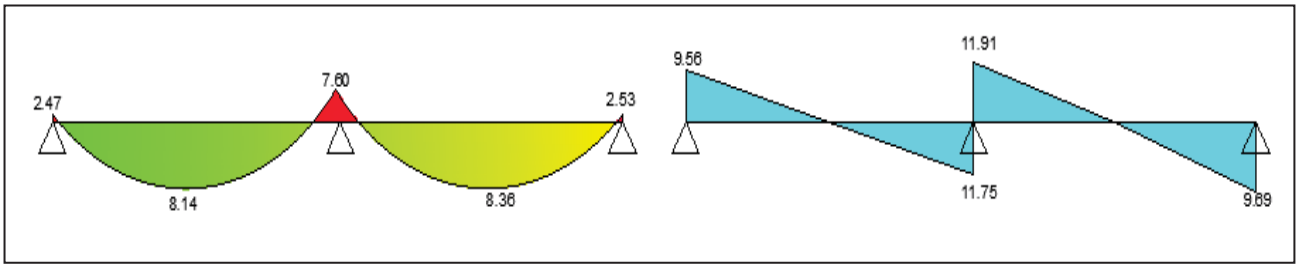


Figure.III.5. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

Poutrelles à trois travées : (Caquot)

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

Tableau.III.7. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Te(KN)	Tw (KN)
A – B	7.94	2.43	2.43	9.43	-4.92	10.01
B – C	18.32	8.18	8.18	10.85	-8.70	9.46
C – D	11.33	4.77	4.77	2.27	-11.26	6.59

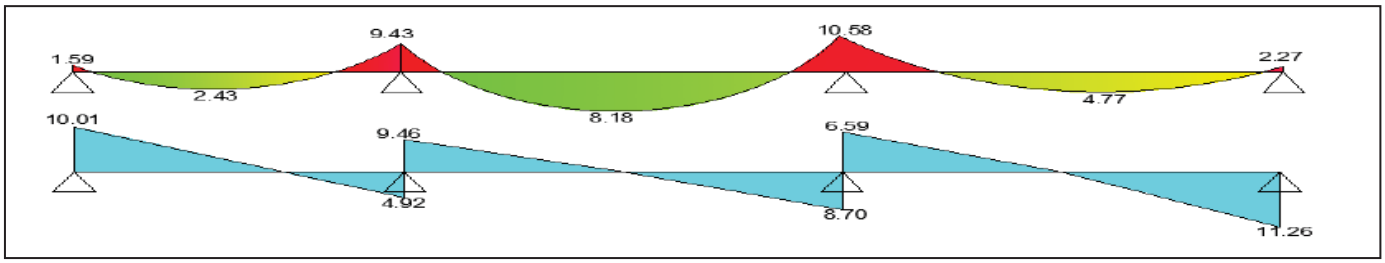


Figure.III.6. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)
A – B	5.75	1.76	1.15	6.83
B – C	13.28	6.53	6.83	6.65
C – D	8.21	2.41	6.65	4.94

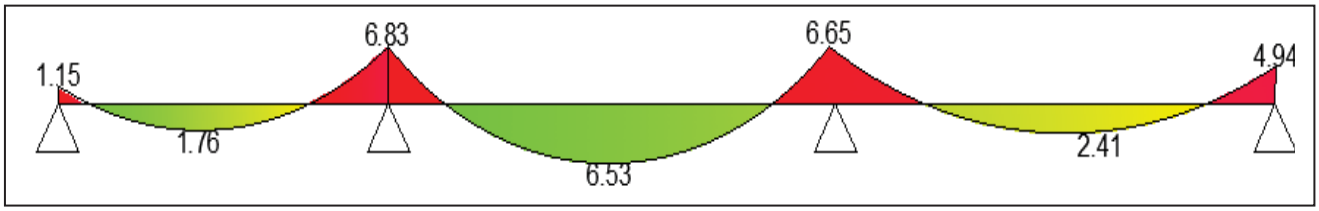


Figure.III.7. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

Poutrelles à 6 travées : (Caquot)

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

Tableau.III.9. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)	Te(kN)	Tw (kN)
A-B	10.54	4.28	2.11	10.42	-6.27	10.95
B-C	18.09	8.71	10.42	8.33	-9.58	8.46
C-D	6.94	0.53	8.33	4.49	-7.25	3.92
D-E	7.94	1.41	4.49	8.55	-4.32	7.62
E-F	18.32	8.62	8.55	10.85	-8.46	9.69
F-G	11.33	4.77	10.85	2.27	-11.26	6.59

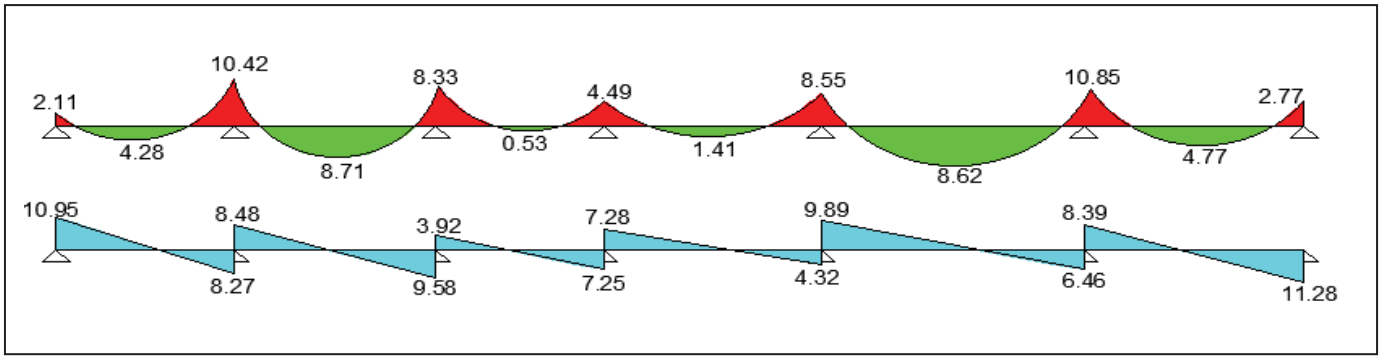


Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A-B	7.44	3.54	1.49	6.32
B-C	12.77	7.20	6.32	4.82
C-D	4.90	0.08	4.82	4.82
D-E	5.60	0.79	4.82	4.82
E-F	12.94	7.37	4.82	6.32
F-G	8.00	4.04	6.32	1.60

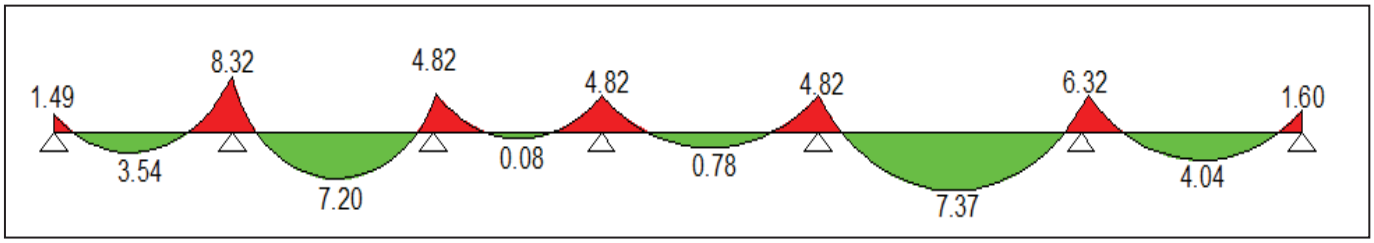


Figure.III.9. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

Poutrelles à 7 travées : (Caquot)

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

Tableau.III.11. Moments et efforts tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Te(kN)	Tw (kN)
A-B	7.94	3.68	1.59	6.93	-5.73	9.20
B-C	10.54	2.61	6.93	8.93	-6.18	7.59
C-D	18.09	9.46	8.93	8.33	-9.18	8.86
D-E	6.94	0.53	8.33	4.49	-7.25	3.92
E-F	7.94	1.41	4.49	8.55	-4.32	7.62
F-G	18.32	8.62	8.55	10.85	-8.46	9.69
G-H	11.33	4.95	10.50	2.27	-11.16	6.68

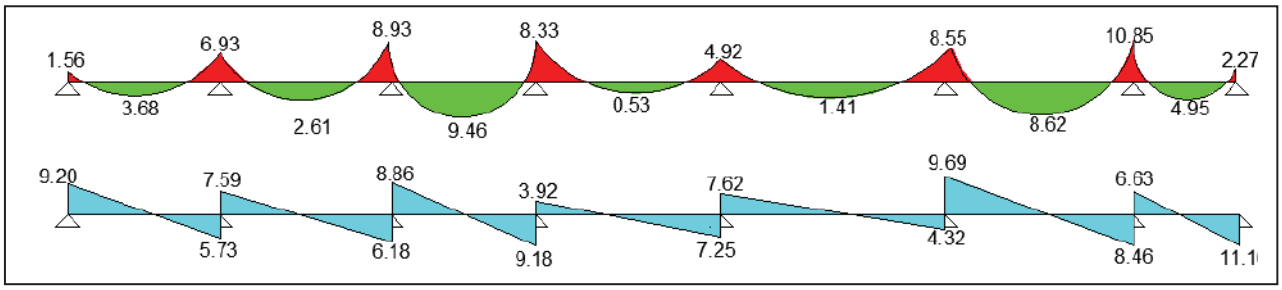


Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

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

Tableau.III.12. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A-B	5.75	2.66	1.15	5.02
B-C	7.64	1.89	5.02	6.47
C-D	13.11	6.85	6.47	6.03
D-E	5.03	0.38	6.03	3.25
E-F	5.75	1.02	3.25	6.20
F-G	13.28	6.25	6.20	7.86
G-H	8.21	3.56	7.66	1.64

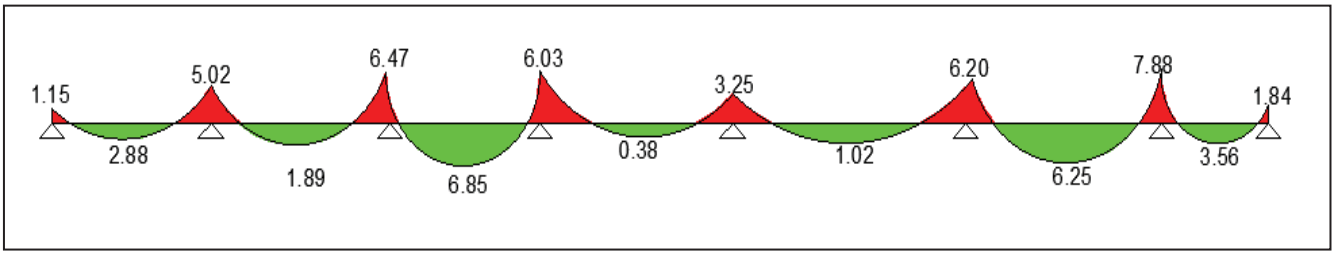


Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.1.3. Ferraillage des poutrelles :

1-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 :

b = 65 cm
b0 = 12 cm
h = 20 cm
h0 = 4 cm
d = 18 cm
σb= 14.2 MPa
σs= 348 MPa

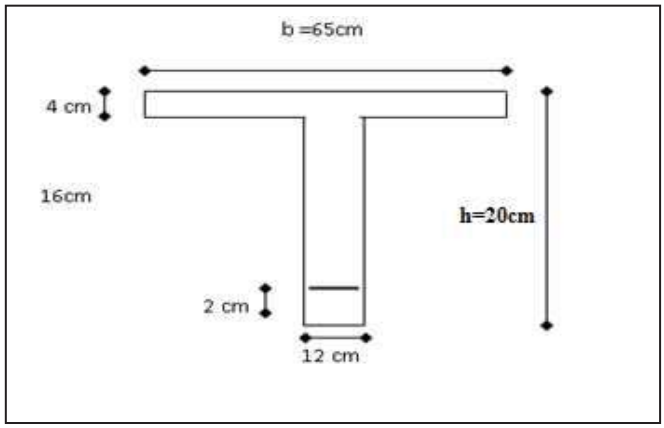


Figure. III.12. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.13. Calcul des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	11.54	10.85
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=650.40.14.2.(180-40/2)=$ 59.07 (KN.m)	
		⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.039	0.036
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.982	0.984
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.88	1.76
	A_{min} (cm^2)	1.30	0.24
	Le choix	**3HA10 = 2.36**	**1HA12+1(CH)HA12 = 2.26**

2-Vérification à L'ELS:

a-En travée et en appui :

M_{ser} = 8.36 KN.m (travée) ; M_{ser} = 8. 47KN.m (appui)

$S_{XX'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d-h_0)\,; A' = 0$; y_1^2 +Dy1-E=0 avec : 0 < y1≤ d

$D = \frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0}$; $D = \frac{2(b-b_0){h_0}^2+30Ad}{b_0}$

$I = \frac{1}{3}(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3) + 15A(d-y_1)^2$; $\sigma_b = \frac{M_{ser}\cdot y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$

Tableau.III.14. Vérification des armatures.

	$S_{xx'}$	y_1(cm)	D	E	$I\ (cm^4)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travée	-365.6	5.26	41.23	247.53	8860.50	4.96	15	oui
appui	-512.6	5.26	42.96	278.58	10541.23	3.92	15	oui

Conclusion:

les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Section d'armature :

En travée : **2.36 cm²=3HA10**

En appui : **2.26 cm²=1HA10+1(CHAPEAU) HA12**

2-Calcul des armatures transversales:

$$\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \qquad \text{On adopt: } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

at = $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$; nt = 2 ; At = at.nt

c-Espacement:

$$S_t \leq \min[0.9\,\text{d}, 40\,\text{cm}] = 16.2\text{cm} \qquad \text{On adopte: St = 15cm}$$

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°.

$$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times150} = 0{,}003 \geq \frac{1{,}15(0{,}700-0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0.002$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0 \times 4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12. \times 15}{400} = 0.18 cm^2$$

A t = 0.57 cm^2 ≥ Atmin = 0.18 cm^2 .

Tableau.III.15. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles

A transversales	espacement
2φ6	15cm

3-Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12.83 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u adm = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_s} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0{,}59\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

4- Calcul de la flèche :

Tableau.III.16. Calcul détaillée de la flèche

M (KN.m)	A (cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
8.36	2.36	7.1	0.0109	0.856	229.9	0.697	3.76	1.51
I (cm4)	I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	L (m)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	Fadm (mm)	Δf <fadm
30953.48	9393.80	16610.46	4.90	5.78	9.80	4.02	9.8	oui

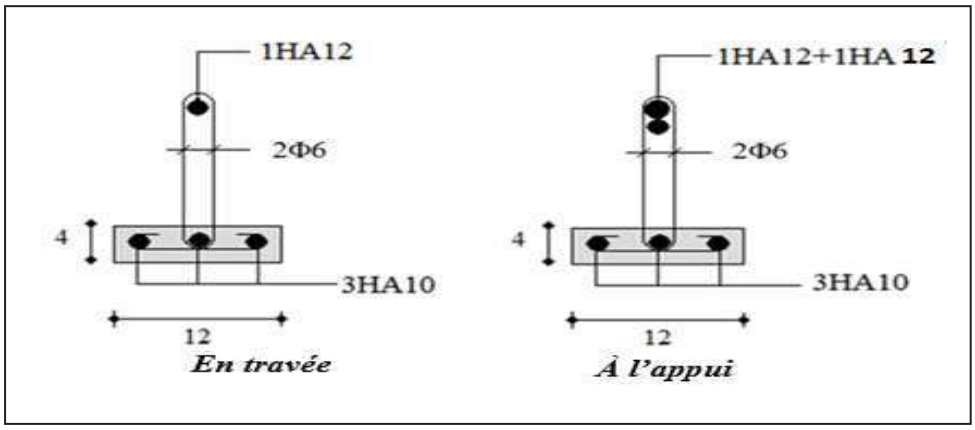


Figure.III.13. Détaille de ferraillage de poutrelle.

III.2.2. Ferraillage de la table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3], le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm^2

Armatures :

$$A_t = 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_t = 0.5\ cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; f_e=520 MPa ; Ø=6mm.

III.3. Calcul des escaliers:

III.3.1. 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.

-

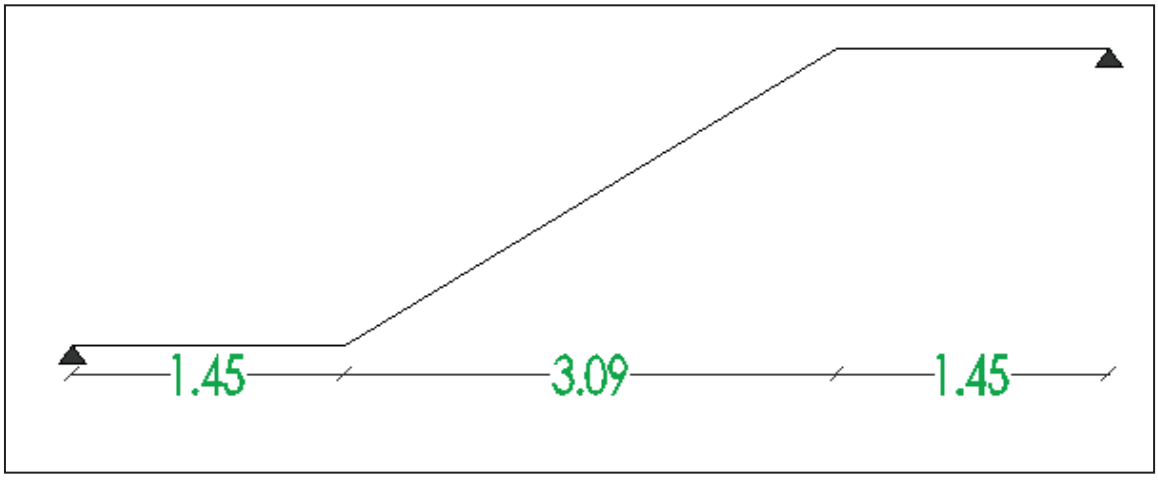


Figure.III.14. Schéma représentatif d'escalier.

$$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{H}{L_1}\right) = 32.20° \rightarrow L_1 = 2.62m\,, H = 1.70m\,,\ L_{total} = L_1 + \left(\frac{L_2}{\cos\alpha}\right) + L_3 = 5.99\ m.$$

Epaisseur de la paillasse et de palier :

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < e < \frac{L}{30} \rightarrow \frac{599}{35} < e < \frac{599}{30}$

D'où : $17.11\ cm \leq e \leq 19.96\ cm$

On prend : $e_{palier} = e_{paillasse} = 20$ cm.

III.3.2. Paramètre de calcul :

Matériaux :

Béton Fc28 = 25MPa

Acier Fe = 400MPa

III.3.2.1. Evaluation des charges :

Tableau.III.17. Charges et surcharges du palier.

composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle du palier	0.20	25	5.00
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
La charge et surcharge		**G_{palier}**	**6.70**
		Q_{palier}	**2.5**

Tableau.III.18. Charges et surcharges de paillasse.

composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle du paillasse	0.20/cosα	25	5.75
Les marches	0.17/2	25	2.13
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
La charge et surcharge		**$G_{paillasse}$**	**9.58**
		$Q_{paillasse}$	**2.5**

III.3.2.2. Détermination des efforts

à ELU : $P_u = 1.35G+1.5Q$.

à ELS : $P_{ser} = G+Q$.

Tableau III.19 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G(KN/m^2)	Q(KN/m^2)	Pu(KN/m^2)	P_{ser}(KN/m^2)
Palier	6.70	2.5	12.79	9.20
paillasse	9.59	2.5	16.69	12.09

III.3.2.3. Calcul des sollicitations :

Pour la détermination des efforts le calcul se fait par la méthode forfaitaire pour une bande de dimensions (1.00x0.20) m^2 les résultats obtenus sont résumés en conclusion :

$M_{t\,max} = 0.85.M_0$ et $M_{a\,max} = -0.5.M_0$

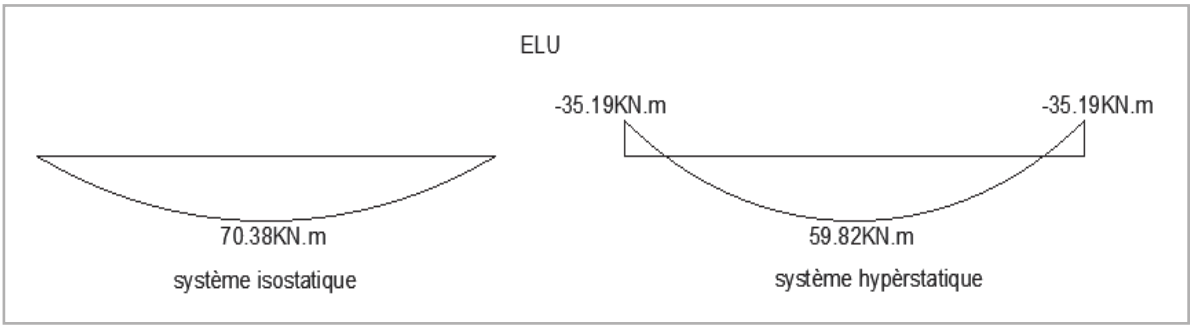


Figure III.15 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU.

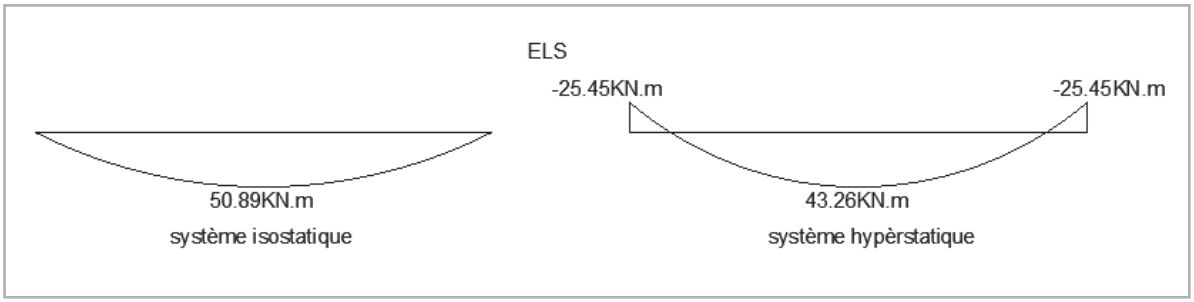


Figure III.16 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS.

III.3.2.4. Calcul de ferraillages à l'ELU :

1. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une bande de 1.00 ml de largeur.

Tableau.III.20. Les moments et les section d'armature longitudinale.

$M_{t\,max}$(KN.m)	59.82	A_{s1}	10.6 cm²	$A_{s1choisi}$	7HA14 =10.78 cm^2	Esp =15 cm
M_{amax}(KN.m)	-35.19	A_{s2}	6 cm²	$A_{s2\ choisi}$	7HA14 =10.78 cm^2	Esp =15 cm

2.Calculdes armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A_{choisi}}{4}$$

Tableau III.21 : Résultats du ferraillage de répartition.

$A_{s1choisi}$	7HA14 =10.78cm^2	$A_{rép1}$	2.69cm^2	$A_{rép1choisi}$	5HA10=3.93cm^2	Esp =20cm
$A_{s2choisi}$	7HA14 =10.78cm^2	$A_{rép1}$	2.69cm^2	$A_{rép1choisi}$	5HA10=3.93cm^2	Esp =20cm

3.Vérification de l'espacement :

Tableau III.22 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
Travée	S_t = 15 cm≤min[3h ; 33cm] =33cm	S_t = 20 cm≤min[4h ; 45cm] =45cm
Appuis	S_t = 15 cm≤min[3h ; 33cm] =33cm	S_t = 20 cm≤min[4h ; 45cm] =45cm

III.3.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Type de fissuration : peu nuisible.

σb adm = 0.6.fc28 = 15 MPa.

Tableau III.23 : Vérification des contraintes.

$M_{t\ max}$ (KN.m)	43.26	σ_b (MPa)	10.8	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	CV
$M_{a\ max}$ (KN.m)	-25.45	σ_b (MPa)	7.9	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	CV

III.3.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

Type de fissuration : peu nuisible ; fc28 = 25 MPa.

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{44.35\times10^3}{100\times175} = 2.53\ MPa\ <\ \bar{\tau} = Min\left\{\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa; 5MPa\right\} \dots CV$$

III.3.2.7. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B.f_{t28}}{f_e} = 10.50\ cm^2 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1\ MPa.$$

Tableau III.24 : Les armatures de la section comprimé.

A_{choisi} =7HA14 = 10.78 cm^2	Esp = 15 cm
$A_{rép} = \frac{A_{choisi}}{4} = 2.69cm^2 = 5HA10 = 3.93cm^2$	Esp =20 cm

III.3.2.8-vérification de la flèche à L'ELS :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.20}{5.99} = 0.033 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots CNV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.20}{5.50} = 0.036 \geq \frac{43.26}{508.9} = 0.08 \dots CNV$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{10.78}{100.17.5} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots CV$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de flèche est nécessaire.

Valeur limite de flèche : L=5.99m

$$\frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5 \text{ m} \qquad \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm si } L > 5 \text{ m}$$

Tableau.III.25. Vérification de la flèche.

escalier		sollicitation à L'ELS	Armatures principales		Flèche		vérification
b	e	M travée	As1	As2	[f]t	[f]adm	
cm	cm	KN.m	cm²	cm²	mm	mm	
100	20	34.26	10.78	0	10.09	25	oui

III.4. Calcul de la poutre palière:

Les dimensions de la poutre palière (30 x 35) cm^2.

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. La longueur de la poutre: L = 1.45m

G=0.3x0.4x25=3KN/ml

III.4.1. Les charges revenant à la poutre :

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

  R_u = 38.73 KN , R_{ser} = 27.92 KN

- Poids propre de la poutre palière = 2.63 KN/ml.

$$P_u = 1.35.PP + \left(\frac{2.R_u}{L}\right) = 20.02 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = PP + \left(\frac{2.R_{ser}}{L}\right) = 14.51 \text{ KN/ml.}$$

III.4.2. Calcul des efforts :

à l'ELU : à l'ELS :

$$M_{tu} = \frac{P_u L^2}{24} \quad , \quad M_{a\,u} = \frac{P_u L^2}{12} \quad , \quad T_u = \frac{P_u L}{2} \quad ; \quad M_{tser} = \frac{P_{ser} L^2}{24} \quad , \quad M_{a\,ser} = \frac{P_{ser} L^2}{12} \quad , \quad T_{ser} = \frac{P_{ser} L}{2}$$

Tableau III.26 : Les sollicitations de la poutre palière.

Les sollicitations	ELU	ELS
$M_{t\,max}$ (KN.m)	/	/
$M_{a\,max}$ (KN.m)	-68.56	-49.58
T_{max} (KN)	-94.56	-68.38

III.4.3. Ferraillage de la poutre palière à l'ELU:

1.Les armatures longitudinales :

Le ferraillage sera fait en flexion simple. D'après logicielle ROBOT Expert BA. Il donne :

Tableau III.27 : Les résultats de ferraillages longitudinales.

$M_{a\ max}$ (KN.m)	-68.56	A_{s2} (cm^2)	6.6	$A_{s2\ choisi}$	3HA14+2CHHA12 =6.88cm^2
$M_{t\ max}$ (KN.m)	/	A_{tmin} (cm^2)	1.05	$A_{s1choisi}$	3HA12 =3.39 cm^2

2.Section minimale :

$$A_{min} = 0.5\%b.h = 5.25cm^2$$

$$A_{t\ min} = 0.1\%b.h = 1.05cm^2$$

III.4.4. Vérification les contraintes à l'ELS :

Type de fissuration : peu nuisible.

$\sigma_{b_{adm}} = 0.6.f_{c28} = 15$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa.

Tableau III.28 : Vérification des contraintes.

$M_{a\ max}$ (KN.m)	-49.58	σ_b (MPa)	11.6	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	CV
$M_{t\ max}$ (KN.m)	/	σ_b (MPa)	/	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	CV

III.4.5. Vérification les contraintes de cisaillement :

Type de fissuration : peu nuisible ; $f_{c28} = 25$ MPa.

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} = 0.50\ \text{MPa} < \bar{\tau} = \text{Min}\left\{\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}; 5\text{MPa}\right\} \ldots \text{oui}$$

Les armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l\right\} \Rightarrow \emptyset_t \leq \text{Min}\{10\ \text{mm}; 30\ \text{mm}; 12\ \text{mm}\}$$

On prend : $\emptyset_t = 8$ mm.

$$A_t = \frac{T_{max}}{\sigma_s} = 1.42\ cm^2 \quad ; \quad A_{t\ choisi} = 3HA8 = 1.51\ cm^2.$$

III.4.6. Vérification de l'espacement :

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l; \emptyset_l\right) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(8.75cm; 16.8cm; 30cm) \Rightarrow S_t = 10cm.$$

$$\text{Zone courante: } S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq 17.5\ cm \Rightarrow S'_t = 15\ cm.$$

$$A_{t\ min} = 0.003.S_t.b = 0.9\ cm^2$$

III.4.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$f = \frac{q \times l^4}{8EI} = \frac{68.38 \times 10^3 \times 145^4}{8 \times E \times I} = 0.11mm$$

$$[f]adm = \frac{L}{500} = \frac{1450}{500} = 2.9mm$$

Donc $f = 0.11 \leq [f]adm = 2.9mm$ ..... Oui

III.5. Calcul de la dalle plane:

III.5.1. Détermination d'épaisseur de la dalle :

$\frac{Lmax}{45} < e < \frac{Lmax}{40}$ Avec Lmax=3.90 m

$\frac{390}{45} < e < \frac{390}{40} \rightarrow 8.66 < e < 9.75$

On prendre e= 15 cm

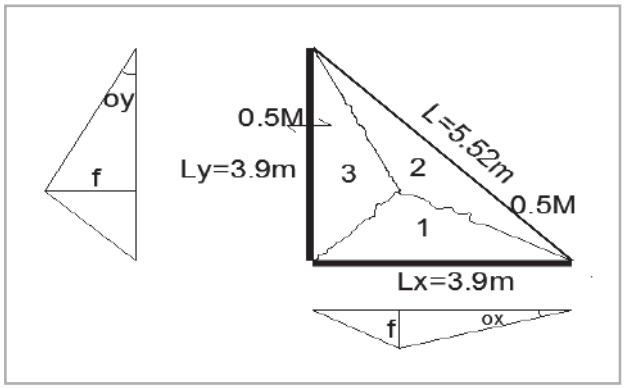


Figure.III.17. La rupture de la dalle.

III.5.2. Calcul des actions :

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

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.29. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	7.22	1.5	11.99
ELS			8.72

III.5.3. Calcul de la dalle pleine :

1. Travail externe :

Text (1) = Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$ = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

Text =2.54Pu f

2. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + 0.5MLx $\frac{f}{y}$ =1.5 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 1.5Mf $\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)

D'où :

Tint = $\sum_{i=1}^{3} T_{int}$(i) = 1.5Mf [$\frac{L_x}{y}$ +$\frac{L_y}{x}$ +$\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)]

Par l 'application de principe du travail virtuel : ∑Tint = ∑Text

On obtient : M = 2.54 Pu /1.5 [$\frac{L_x}{y}$ +$\frac{L_y}{x}$ +$\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)]

Pu = 1.5 [$\frac{L_x}{y}$ +$\frac{L_y}{x}$ +$\frac{L}{2}$ ($\frac{L}{L_x-2x}$ +$\frac{L}{L_y-2y}$)] ×$\frac{M}{2.54}$

Pu = f (x, y) dx { $\frac{dP}{dx}$ =0 ⟶ $\frac{-3.9}{x^2}$ + $\frac{2\times5.52}{(3.9-2x)^2}$ =0 ; $\frac{dP}{dy}$ =0 ⟶ $\frac{-3.9}{y^2}$ + $\frac{2\times5.52}{(3.9-2x)^2}$ =0

Après le calcul on trouve { X = 0.22 m ; Y = 0.22 m

Donc :

Pu =26.06 Mu ⟶ Mu = $\frac{P_u}{26.06}$

Pser =26.06Mser ⟶ Mser = $\frac{P_{ser}}{26.06}$

Alors :

Mu= 0.46KN.m

Mser =0.33KN.m

III.5.4. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= Mty= 0.85Mu= 0.39 KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5Mu = 0.23KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \; ; \; A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau.III.30. Ferraillage de la dalle pleine

	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm)	A_{min} (cm²)	A choisi	A final (cm²)	sens	A_{rep} (cm²)	St (cm)
Travée	X	0.39	0.002	0.9990	0.09	1.5	5T10	3.93	y	5T10	20
Appuis	X	0.23	0.001	0.9995	0.05	1.5	5T10	3.93	y	5T10	20
Travée	Y	0.39	0.002	0.9990	0.09	1.5	5T10	3.93	x	5T10	20
Appuis	Y	0.23	0.001	0.9995	0.05	1.5	5T10	3.93	x	5T10	20

III .5.5. Vérifications:

III.5.5.1.Vérification de l'espacement entre les aciers:

$\overline{S_{t_{adm}}} \leq Min\{3 \times h = 45cm \; ; 33cm\}$ on adopte :

III.5.5.2.Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$Vx = \frac{p \times l_x \times l}{2l_x + l_y} = \frac{11.99 \times 3.9 \times 5.52}{2 \times 3.9 + 3.9} = 22.06$ KN

$Vy = \frac{p \times l_x \times l}{3l_y} = \frac{11.99 \times 3.9 \times 5.52}{3 \times 3.9} = 26.88$ KN

$\tau u = \frac{v_x}{bd} = \frac{22.06 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.176MPa$.

$\tau u = \frac{v_y}{bd} = \frac{26.88 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.215MPa$

$\tau_u = 0.176MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ (c.v)

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Mtx = Mty = 0.85Mser = 0.281 KN.m

Max = May = 0.5Mser = 0.165 KN.m

$Mt + \frac{Me + Mw}{2} \geq 1.2Mx \Longrightarrow$ $0.281 + \frac{0.165 \times 2}{2} = 0.446 \geq 1.2 \times 0.33 = 0.396$ …..Non.

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

➢ **Détermination de la valeur de(y) :**

$\frac{b}{2}$ y^2+ n A's (y – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

➢ **Moment d'inertie :**

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + n A's $(y - c')^2$+ n As $(d- y)^2$

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

Tableau.III.31. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0.281	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0077	1.49	C.V
appuis	0.165	3.93	6.19×10^3	3.29	0.0045	0.876	C.V

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

a. **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{L_x} = 0.051 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05$; $\frac{A}{bd} = 0.0031 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ……Oui

III.6.Ferraillage:

1-escallier:

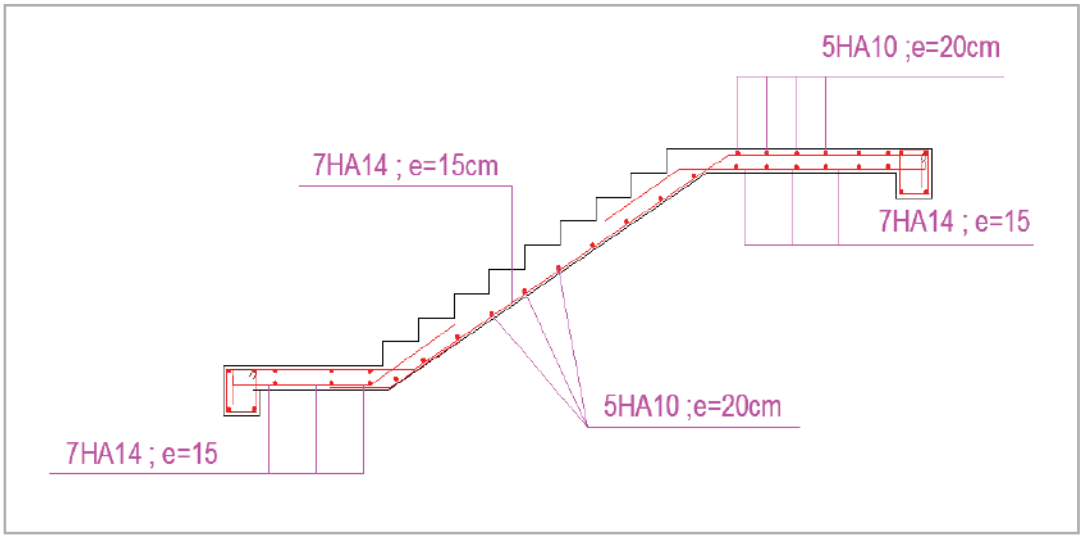


Figure.III.18. Escalier.

2-poutre plier:

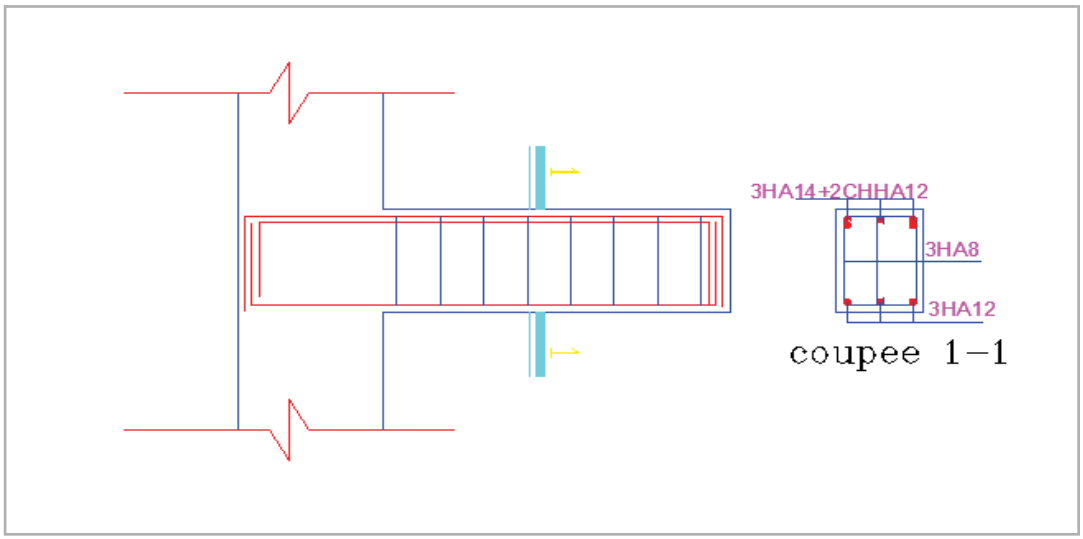


Figure.III.19. Poutre palier.

3-dalle plein :

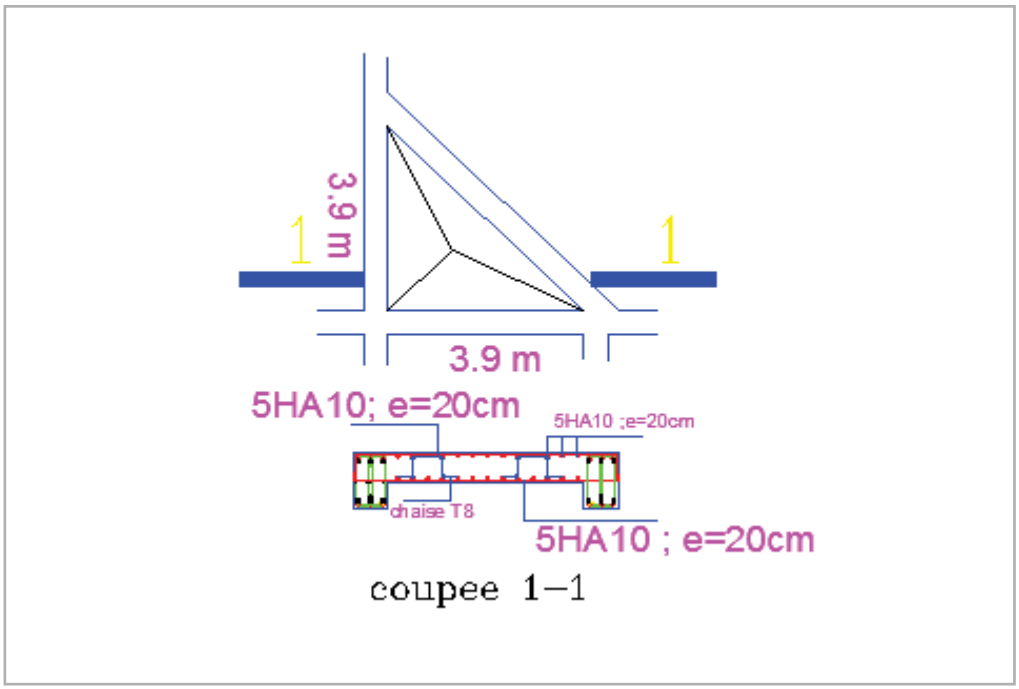


Figure.III.20. Dalle plein.

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

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.
- Le centre de Torsion.

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…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente 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 que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'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 :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}. Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

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.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IV.1. Centre de masse et centre de torsion.

Niveau	centre de Masse			centre de régidité	
(m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
3.23	5652.52	14.78	7.88	16.40	8.37
6.46	5539.47	14.75	7.84	16.36	8.33
9.69	5476.82	14.72	7.83	16.30	8.27
12.92	5412.33	14.75	7.84	16.24	8.25
16.15	5357.35	14.71	7.83	16.19	8.23
19.38	5403.85	14.79	7.82	16.14	8.22
22.61	3707.03	15.26	7.87	16.10	8.21

IV.2.3. Excentricité:

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad , \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Selon le règlement RPA99 V2003 –[Art 3.5.1-a] page 22 :

a2-A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$E_{X\,adm} = 15\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,adm} = 15\% * L_Y$$

Avec :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 15%*(31.55) =4.73m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 15%*(17.75) =2.66m

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau.IV.2. Excentricité suivant les deux directions.

Niveau	*Excentricité suivant X*			*Excentricité suivant Y*		
(m)	*E x(m)*	E adm (m)	Ex < Eadm	*Ey (m)*	E adm(m)	Ey < E adm
3.23	1.617	4.73	Oui	0.494	2.66	Oui
6.46	1.608	4.73	Oui	0.49	2.66	Oui
9.69	1.588	4.73	Oui	0.441	2.66	Oui
12.92	1.495	4.73	Oui	0.407	2.66	Oui
16.15	1.48	4.73	Oui	0.393	2.66	Oui
19.38	1.343	4.73	Oui	0.398	2.66	Oui
22.61	0.844	4.73	Oui	0.342	2.66	Oui

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 (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v21.0.2 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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.3.2.2. 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.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération a : (rpa2003 « tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=3.5.

Tableau.IV.3. Distribution des sollicitations suivant X.

Niveau	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
(m)	Nz p(%)	Nz V(%)	Tx p(%)	Tx V(%)
22.61	60.98	39.019	0	100
19.38	62.19	37.811	0	100
16.15	62.99	37.009	0	100
12.92	65.25	34.746	0	100
9.69	65.49	34.507	0	100
6.46	63.96	36.036	0	100
3.23	64.47	35.527	0	100

Tableau.IV.4. Distribution des sollicitations suivant Y.

Niveau	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
(m)	Nz p(%)	Nz V(%)	Ty p(%)	Ty V(%)
22.61	65.32	43.68	0	100
19.38	57.48	42.62	0	100
16.15	57.64	42.36	0	100
12.92	59.85	40.15	0	100
9.69	59.90	40.10	0	100
6.46	58.93	41.07	0	100
3.23	59.60	40.40	0	100

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau.IV.5. Facteur de qualité.

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant Y*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0	Non	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.10	Oui	0.10
Totale	0.15		0.15	
Q	1.15		1.15	

Iv.3.2.4. Résultants de l'analyse dynamique:

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- Analyse modale.

1-1 Comportement modal.

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2- Analyse statique et dynamique.

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.

2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage.

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ.

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

1.Analyse modale :

1.1 Comportement modal :

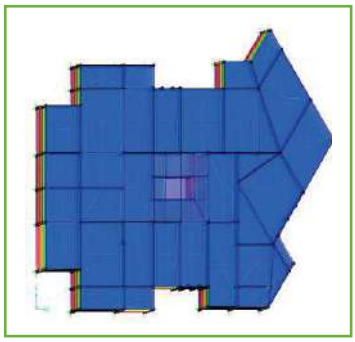


Figure.IV.1. Mode1

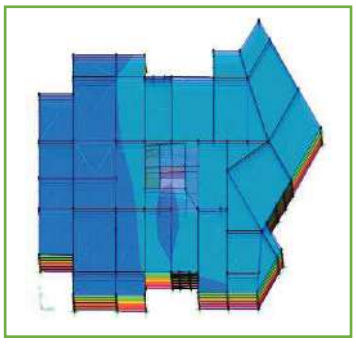


Figure.IV.2. Mode2

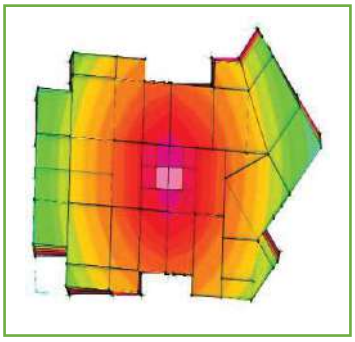


Figure.IV.3. Mode3

Tableau.IV.6. Comportement des trois premiers modes**.**

Mode	Période	UX	UY	RZ	participation massique
	Sec	%	%	%	
1	0.463	69%	2%	0%	translation suivant X
2	0.402	2%	67%	0%	Translation suivant Y
3	0.371	0%	0%	68%	Rotation suivant Z

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) :

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 **RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.** (p.35) le nombre de modes à retenir.

Tableau.IV.7. Participation massique.

Mode retenu		Période	Cumules des masses modales effectives (%)		
		Sec	Ux	Uy	Uz
Mode	1	0.463	69%	2%	0%
Mode	2	0.402	71%	69%	0%
Mode	3	0.371	71%	69%	68%
Mode	4	0.112	88%	69%	68%
Mode	5	0.094	88%	88%	68%
Mode	25	0.056	90%	88%	88%
Mode	49	0.045	95%	90%	88%
Mode	66	0.038	95%	94%	91%

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure, au 25 éme mode suivant X .

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure, au 49éme mode suivant Y.

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 91% de la masse totale de la structure, au 66 éme mode suivant Z .

Le nombre des modes retenu = 66 modes .

Le temps des modes retenu = 4.66s.

2.Analyse statique et dynamique :

2.1. Stabilité de la structure:

2-1-1 Vérification du résultant des forces sismiques de calcul: (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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 :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 22.61}{\sqrt{31.55}} = 0.362 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 22.61}{\sqrt{17.75}} = 0.483$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 2.500 \quad , \quad D_y = 2.205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 40735.21\ kN$$

Tableau.IV.8. Les valeurs de la force sismique.

A	Dx	Dy	Qx	Qy	R	W(KN)	Vsx(KN)	Vsy(KN)
0.25	2.500	2.205	1.15	1.15	3.5	40735.21	8001.56	7528.74

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$$V_{tx} = 5336.25kN \quad , \quad V_{ty} = 5727.96\ kN$$

Tableau. IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	8001.56	5336.25	0.667	CNV
Sens Y	7528.74	5727.96	0.761	CNV

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale à :

$$\frac{0.8 * V_x}{V_{tx}} = 1.200 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 6403.50\ (kN) \quad , \quad \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6403.50}{8001.56} = 0.8 \geq 0.8 \quad CV$$

$$\frac{0.8 * V_y}{V_{ty}} = 1.052 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 6025.82\ (kN) \quad , \quad \frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{6025.82}{7528.74} = 0.8 \geq 0.8 \quad CV$$

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.362\ sec \quad , \quad T_y = 0.483\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau. IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Hi(m)	Wi (kn)	Wi*hi(KN.m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	MRxi(KN.m)	MRyi(KN.m)	Msxi(KN.m)	Msyi(KN.m)
22.61	5448.39	105589.84	1831.22	1723.21	35489.14	33395.98	80363.78	42715.39
19.38	5400.80	87223.00	1512.69	1423.47	24429.98	22989.09	79499.84	42288.3
16.15	5447.20	70377.91	1220.55	1148.56	15769.52	14839.43	80346.30	42706.10
12.92	5498.36	53279.15	924.01	869.51	8953.66	8425.57	80880.94	43052.19
9.69	5445.81	35179.97	610.11	574.13	3941.37	3708.91	80543.61	42586.28
6.46	5442.97	17580.79	304.90	286.91	984.82	926.74	83059.73	42836.18
3.23	5448.39	105589.84	1831.22	1723.21	35489.14	33395.98	80363.78	42715.39
Somme		369230.68	6403.5	6025.82	89568.51	84285.74	33395.98	256184.46

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{484694.24}{89568.52} = 5.41 \geq 1.5 \quad oui$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = \frac{256184.46}{84285.74} = 3.04 \geq 1.5 \quad oui$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Delta_{adm} = 0.01h_e$$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau. IV.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage(cm)	δ adm (cm)	vérifier	ε%°	εl%°	vérifier
22.61	3.23	1.87	6.55	1.05	3.23	vérifier	3.25	3.5	vérifier
19.38	3.23	1.57	5.50	1.09	3.23	vérifier	3.36	3.5	vérifier
16.15	3.23	1.26	4.41	1.12	3.23	vérifier	3.47	3.5	vérifier
12.92	3.23	0.94	3.29	1.12	3.23	vérifier	3.47	3.5	vérifier
9.69	3.23	0.62	2.17	1.02	3.23	vérifier	3.14	3.5	vérifier
6.46	3.23	0.33	1.16	0.77	3.23	vérifier	2.38	3.5	vérifier
3.23	3.23	0.11	0.39	0.39	3.23	vérifier	1.19	3.5	vérifier
0	0	0	0.00	0.00	3.23	vérifier	0	0	vérifier

Tableau. IV.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage(cm)	δ adm (cm)	vérifier	ε%°	εl%°	vérifier
22.61	3.23	1.63	5.71	0.98	3.23	vérifier	3.03	3.5	vérifier
19.38	3.23	1.35	4.73	0.98	3.23	vérifier	3.03	3.5	vérifier
16.15	3.23	1.07	3.75	1.02	3.23	vérifier	3.14	3.5	vérifier
12.92	3.23	0.78	2.73	0.95	3.23	vérifier	2.93	3.5	vérifier
9.69	3.23	0.51	1.79	0.84	3.23	vérifier	2.60	3.5	vérifier
6.46	3.23	0.27	0.95	0.63	3.23	vérifier	1.95	3.5	vérifier
3.23	3.23	0.09	0.32	0.32	3.23	vérifier	0.98	3.5	vérifier
0	0	0	0.00	0.00	3.23	vérifier	0.00	0	vérifier

2-1-4 Verification de l'effet P-Δ:

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau. IV.13. Vérification de l'effet P-Δ .

Niveau (m)	P_k (KN)	Δ_{kx}(cm)	Δ_{ky}(cm)	V_{kx}(KN)	V_{ky}(KN)	h_k(cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
22.61	3797.88	1.05	0.94	1208.23	1136.97	323	0.0102	0.0266	oui
19.38	5448.39	1.09	0.95	1485.7	1398.07	323	0.0124	0.0115	oui
16.15	5400.81	1.12	0.98	1227.27	1154.89	323	0.0153	0.0142	oui
12.92	5447.21	1.12	0.91	990.25	931.85	323	0.0191	0.0165	oui
9.69	5498.37	1.01	0.84	749.67	705.45	323	0.0229	0.0203	oui
6.46	5445.82	0.77	0.63	495	465.8	323	0.0262	0.0228	oui
3.23	5442.97	0.39	0.28	247.37	232.78	323	0.0266	0.0203	oui

2-2 Résistance des éléments:

2-2-1 Verification de cisaillement des éléments.

1.Les poutres :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Tableau. IV.14. Vérification de cisaillement des poutres.

Element	section	Vu (KN)	comb	$\boldsymbol{\tau}$ (**MPa**)	Type de fussiration	$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ (**MPa**)	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
Poutre principale	30x45	210.24	ACC	1.65	Peu nuisible	4.35	oui
Pouter secondaire	30x40	425.79	ACC	3.78	Peu nuisible	4.35	oui
Pouter palier	30x40	223.72	ACC	1.99	Peu nuisible	4.35	oui
longrine	30x30	45.86	ELU	0.56	préjudiciable	2.50	oui

2.Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b . d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\boldsymbol{\bar{\tau} = 0.2 . f_{c28}}$

Tableau. IV.15. Vérification de cisaillement des voiles.

	b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
suivant X	25	320	1213.42	1.69	5	oui
	25	300	632.11	0.94	5	oui
	25	300	736.32	1.09	5	oui
	25	255	843.85	1.47	5	oui
	25	175	526.47	1.34	5	oui
suivant y	25	440	1418.34	1.43	5	oui
	25	300	725.99	1.08	5	oui
	25	275	581.45	0.94	5	oui
	25	410	1361.06	1.48	5	oui
	25	270	1050.11	1.73	5	oui
suivant 45°	25	325.3	526.68	0.72	5	oui
	25	466.7	372.27	0.35	5	oui
Suivtant135°	25	452.5	921.73	0.91	5	oui

3.Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

2-2-2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton : [(b-2)x(h-2)]

Selon RPA99 V 2003 [Art 7.4.3.1]:

Tableau. IV.16. Vérification de l'effort normal réduit.

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (mpa)	$\boldsymbol{\nu}$ (mpa)	vérification
pot50x50	50	50	1436.729	230400	G+Q+Edx	25	0.25	0.3	vérifier
pot45x45	45	45	898.075	184900	G+Q+Edx	25	0.19	0.3	vérifier
pot40x40	40	40	531.799	144400	G+Q+Edx	25	0.15	0.3	vérifier

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau. IV.17. Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section
Poutres principales		30x45
Poutres secondaires		30x40
Longrines		30x30
Poutre palier		30x40
Voile de contreventement		25xL
Poteaux	**6émé, 5éme, 4éme étage**	40x40
	3éme, 2éme étage	45x45
	1^{ier}, RDC	50x50

CHAPITRE V

V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

ELU (situation accidentelle) :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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	situation durable	situation accidentelle
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s = 1,15	γ_b =1,5	γ_s = 1,15
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28} = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ = 14,2Mpa	σ s = 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 14,2Mpa	σ s = 348 MPa

V.2.1.1. Recommandation du RPA99 :

V.2.1.1.a. Armatures longitudinales : ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ [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 de 40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et A_{min} RPA
- ❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

V.2.1.1.b. Armatures transversales ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ [1]

- ❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0.003. S_t. b

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2) : [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 :

$S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3f_{c28}.K)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

Il y a deux type des poutres principale :

- Poutres principales courts (sollicitation à ACC).
- Poutres principales (sollicitation à ELU)

Section :30x45 cm²

-poutres secondaires

Section : 30x40 cm

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

1)**Poutres principales :**

Tableau.V.2. La section calculée d'armatures des poutres principales.

Elément	(bxh)	Mt(KN.M)	combinaison	Ma(KN.m)	combinaison	As1(cm²)	As2(cm²)
normale	30x45	88.40	1.35G+1.5Q	-162.71	G+Q+Edy	6.4	10.5
courts	30x45	/	/	-177.97	G+Q+Edy	/	11.6
				192.21		/	12.7

Tableau.V.3. La section choisie d'armatures des poutres principales.

Elément	Section choisies		Amin(cm²)	Amin(cm²)	Cdt
	travée	appui	RPA99	CBA93	As1+As2>Amin
P.P normale	As1 choisies (cm²)	As2 choisies (cm²)	6.75	1.35	Oui
	3HA14+2CHHA14=6.79	3HA14+3CHHA16=10.65			
P.P courts	3HA16+3CHHA16=12.06	3HA16+3CHHA16=12.06	6.75	1.35	Oui
	3HA16+3CHHA16=12.06	3HA16+4CHHA16=14.07			

2)Poutres secondaires :

Tableau.V.4. La section calculée d'armatures des poutres secondaires.

Elément	(bxh)	Mt(KN.M)	combinaison	Ma(KN.m)	combinaison	As1(cm²)	As2(cm²)
PS	30x40	/	/	202.49	0.8G+Edx	/	15.9

Tableau.V.5. La section choisie d'armatures des poutres secondaire.

Elément	**Section choisies**	**Amin(cm²)**	**Amin(cm²)**	**Cdt**
	As1 ;As2 (choisies(cm²))	RPA99	CBA93	As1+As2>Amin
P.S	3HA16+5CHHA16=16.08	6	1.2	Oui

V.2.1.2. Étude thermique :

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **30m** dans les wilayas côtières, il y a lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation **(CBA93 Art B5.1) [3].**

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 10°C dans les poutres extérieures exposées. Ces dernières seront ferraillées à l'ELU et vérifiées l'ELS.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers).

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à **30m** (L_x=31,55) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

a. Effet de la température

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers.

Une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

b. Coefficient thermique

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plans : L_x=31,55m et L_y=17.55m.

Un calcul à la température a été conduit sur la base, $\Delta t = 10\,°C$, $\alpha=7.10^{-6}$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où nous tiendrons compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000 (version21) en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de la température, 1**,35G+1,5Q+0,80T.**

c. Résultat de calcul :

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres ainsi que leurs sections de ferraillage ont été effectuées par le logiciel SAP (version 21).

$N=S*E*\theta*\Delta t$

S : section (bxh) (cm^2)

E : module d'élasticité.

θ : coefficient de dilatation thermique 1e -5.

Δt : variation thermique.

Tableau.V.6. La section calculée d'armatures de poutre secondaires.

Elément	N(Kn)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	travée		appui	
				As1(cm^2)	As2(cm^2)	As1(cm^2)	As2(cm^2)
poutre Secondaire	463.164	31.75	-68.15		6.6		14.8
				11.9		3.6	

Tableau.V.7. La section choisie d'armatures de poutre**.**

Elément	travée		appui	
poutre	As1 choisie (cm²)	As2choisie(cm²)	As'1choisie (cm²)	As'2 choisie (cm²)
Secondaire	12.32	3HA16+1CHHA16	16.08	3HA16+5CHHA16
	3HA16+4CHHA16	8.04	3HA16+5CHHA16	16.08

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

-Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \le \overline{\sigma_s}$ **Avec :** $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f$_{c28}$ =15MPa.

-Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier :

$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$, $\sigma_S \le \overline{\overline{\sigma_S}}$ **Avec :** $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\overline{\sigma_s}} \le \min[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Tableau.V.8. Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.

Elément	Sollicitation à L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissible		Cdt
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s $(MPa$	σ_s' $(MPa$	σ_b $(MPa$	σ_s $(MP$	σ_s' $(MPa$	$\overline{\sigma_b}$ $(MPa$	$\overline{\sigma_s}$ $(MPa$	
P.P	/	-91.04				12	/	/	15	/	
normale	64.76	/	9.8	/	/				15	/	Oui
P.P		-32.46				6.6	/	/	15	/	
courts	17.67		1.7	/	/				15	/	Oui

Tableau.V.9. Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS.

Elément	Sollicitation à L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissible		Cdt
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s $(MPa$	σ_s' $(MPa$	σ_b $(MPa$	σ_s $(MP$	σ_s' $(MPa$	$\overline{\sigma_b}$ $(MPa$	$\overline{\sigma_s}$ $(MPa$	
PS		-46.52				9.3	/	/	15	/	
	24.54		4.8	199.4	0.00				15	201.60	Oui
PS		-42.27				6.7	201.6	201.6	15	201.6	
Avec(T°)	20.98		4.4	201.60	0.00				15	201.6	Oui

V.2.3. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

Tableau.V.10. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0{,}2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}5$ MPa	$\bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26$ MPa	$\bar{\tau}_u = 4{,}34$ MPa

Tableau.V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
pp	30x45	214.47	G+Q+Edx	1.73	4.35	Oui
pp	30x45	143.26	G+Q+Edx	1.16	4.35	Oui
PS	30X40	426.59	G+Q+Edx	3.79	4.35	Oui
PS	30X40	103.96	G+Q+Edx	0.92	3.26	Oui

V.2.4. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;\ 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$ D'après **RPA99 :** $\begin{cases} (Atmin = 0.003st.b) \\ S_t \leq Min[\frac{h}{4}; 12\phi l; 30cm] \\ S't \leq \frac{h}{2} \end{cases}$

$$St \leq \frac{0.9 * fe * At * (\cos\alpha + \sin\alpha)}{\gamma s * b0 * (\tau u - 0.3 * K * Ft28)}$$ (Calculée

Tableau.V.12. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x45	38.25	1.14	9.6	22.5	1.25	10	15	4HA8=2.01
30x45	38.25	1.14	9.6	22.5	1.25	10	15	4HA8=2.01
30x40	33.75	1.01	9.6	20	1.25	10	15	4HA8=2.01
30x40	33.75	1.01	9.6	20	1.25	10	15	4HA8=2.01

V.2.5. 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.13. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{b0d}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0.205	0.062	Oui	0.205	0.384	Non	0.005	0.0105	Oui
PP	0.153	0.062	Oui	0.153	0.105	Oui	0.004	0.0105	Oui
PS	0.085	0.062	Oui	0.085	0.838	Non	0.004	0.0105	Oui
PS	0.085	0.062	Oui	0.085	0.027	Oui	0.011	0.0105	Oui

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant Le CBA Art B 6.5.3 page 127.

-pour des éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :

$\frac{L}{500}$ Si $L \leq 5m$; $0.5cm + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5m$

Tableau.V.14. Vérification de la flèche des poutres.

Eléments				A ELS	Armatures choisies		La flèche		Cdt
	L	b	h	Mser	As1	As2	[f]	[f] adm	Oui/Non
	m	cm	cm	KN.m	Cm²	Cm²	mm	mm	
PP	2.2	30	45	64.76	6.88	10.65	0.7	4.4	Oui
PP	2.95	30	45	17.67	6	12.1	0.1	5.9	Oui
PS	4.7	30	40	24.54	6.03	6.03	1.1	9.4	Oui
PS	4.7	30	40	20.98	6.16	4.62	0.5	9.4	Oui

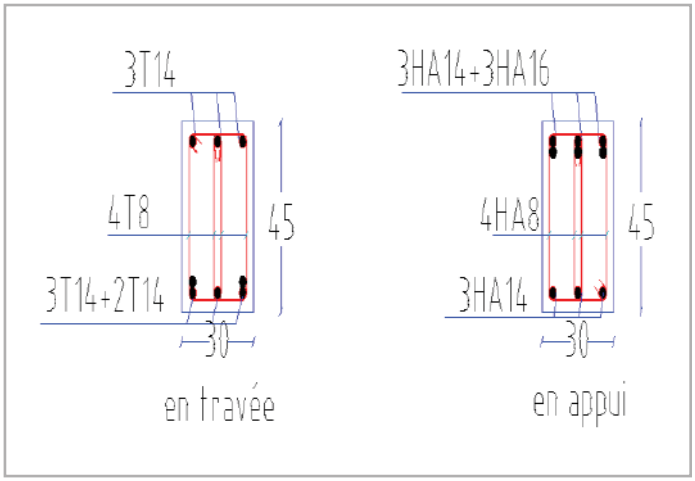


Figure.V.1.Ferraillage des poutres principale normale.

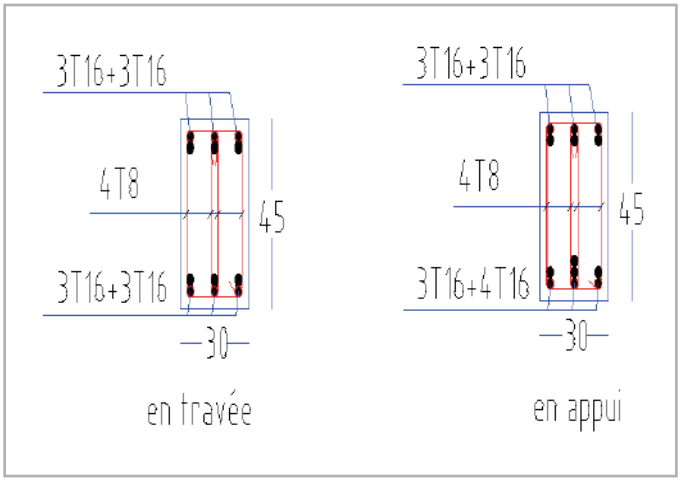


Figure.V.2.Ferraillage des poutres principale courts.

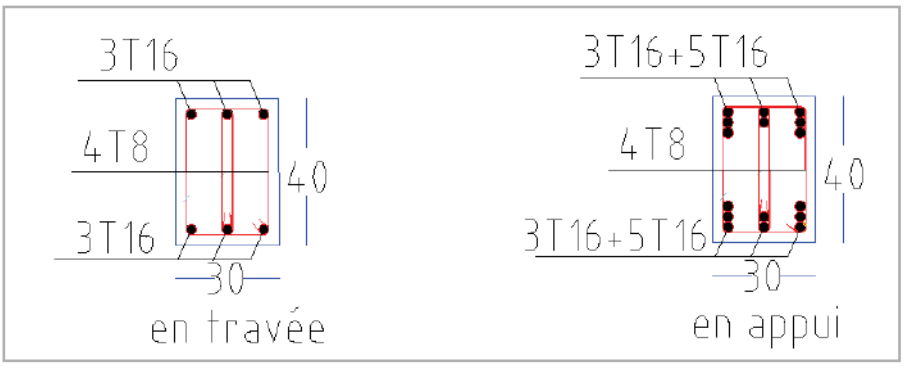


Figure.V.3. Ferraillage des poutres secondaires.

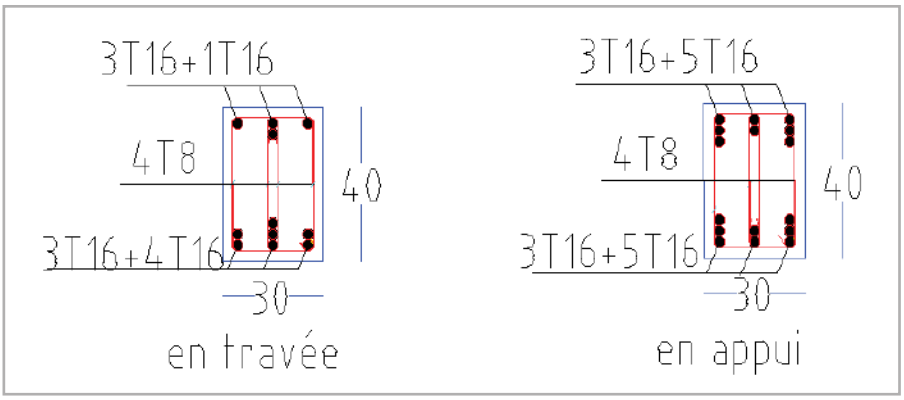


Figure.V.4. Ferraillage des poutres secondaires à l'effet thermique.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspondent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}$ et et $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}$ et et $M_{x\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles

Tableau.V.15. La section d'armatures des poteaux.

Etage	(axb) (cm²)	Sollicitations						A_{calc} (cm²)		At cm²	Amin RPA	A choisie
								As1	As2			
RDC	50X50	N_{min}	290.68	$M_{x\,corr}$	-11.1	$M_{y\,corr}$	-7.48	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
		$M_{X\,max}$	836.53	$M_{y\,max}$	-46.9	N_{corr}	-1.91	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
		N_{max}	1528.00	$M_{x\,corr}$	2.39	$M_{y\,corr}$	-1.99	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
1er	50X50	N_{min}	290.68	$M_{x\,corr}$	-11.1	$M_{y\,corr}$	-7.47	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
		$M_{X\,max}$	836.53	$M_{y\,max}$	-46.9	N_{corr}	-1.91	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
		N_{max}	1275.52	$M_{x\,corr}$	17.41	$M_{y\,corr}$	-7.03	2.5	1.5	8	22.5	12HA16=24.13
2éme	45X45	N_{min}	204.60	$M_{x\,corr}$	-8.02	$M_{y\,corr}$	-5.15	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
		$M_{X\,max}$	497.12	$M_{y\,max}$	28.89	N_{corr}	18.62	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
		N_{max}	1046.44	$M_{x\,corr}$	11.64	$M_{y\,corr}$	-4.07	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
3éme	45X45	N_{min}	156.03	$M_{x\,corr}$	-8.99	$M_{y\,corr}$	-6.32	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
		$M_{X\,max}$	528.24	$M_{y\,max}$	-36.3	N_{corr}	14.08	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
		N_{max}	825.75	$M_{x\,corr}$	13.89	$M_{y\,corr}$	-3.17	2.3	1.3	7.2	18.23	12HA14=18.47
4éme	40X40	N_{min}	92.87	$M_{x\,corr}$	-6.43	$M_{y\,corr}$	-4.65	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		$M_{X\,max}$	263.96	$M_{y\,max}$	26.25	N_{corr}	12.96	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		N_{max}	607.92	$M_{x\,corr}$	9.86	$M_{y\,corr}$	-1.75	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
5éme	40X40	N_{min}	54.47	$M_{x\,corr}$	-5.87	$M_{y\,corr}$	-4.11	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		$M_{X\,max}$	266.82	$M_{y\,max}$	3.48	N_{corr}	-32.2	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		N_{max}	396.49	$M_{x\,corr}$	11.51	$M_{y\,corr}$	-0.44	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
6éme	40X40	N_{min}	16.88	$M_{x\,corr}$	-4.11	$M_{y\,corr}$	-5.04	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		$M_{X\,max}$	104.54	$M_{y\,max}$	-35.6	N_{corr}	25.28	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21
		N_{max}	188.58	$M_{x\,corr}$	6.67	$M_{y\,corr}$	-2.81	2	1.2	6.4	14.40	4HA14+8HA12=15.21

V.3.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.16. Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	Sollicitations						Type fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_t \leq \overline{\sigma_t}$
RDC	50X50	N_{min}	261.39	$M_{x\,corr}$	-6.37	$M_{y\,corr}$	-3.0	Préjudiciable	1.4	20.4	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	777.04	$M_{y\,max}$	-22.1	N_{corr}	0.4	Peu nuisible	4	/	15	/	oui
		N_{max}	1116.37	$M_{x\,corr}$	1.77	$M_{y\,corr}$	-1.4	Peu nuisible	4.4	/	15	/	oui
1er	50X50	N_{min}	213.50	$M_{x\,corr}$	-8.10	$M_{y\,corr}$	-5.4	Préjudiciable	1.4	20	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	612.36	$M_{y\,max}$	-34.1	N_{corr}	-1.4	Préjudiciable	3.9	56.2	15	201.63	oui
		N_{max}	930.78	$M_{x\,corr}$	12.96	$M_{y\,corr}$	-4.9	Préjudiciable	4.4	63.2	15	201.63	oui
2éme	45X45	N_{min}	150.23	$M_{x\,corr}$	-5.86	$M_{y\,corr}$	-3.7	Préjudiciable	1.3	17.9	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	364.75	$M_{y\,max}$	21.06	N_{corr}	13.7	Préjudiciable	3.9	56.2	15	201.63	oui
		N_{max}	763.47	$M_{x\,corr}$	8.68	$M_{y\,corr}$	-2.8	Préjudiciable	4.3	62.3	15	201.63	oui
3éme	45X45	N_{min}	114.52	$M_{x\,corr}$	-6.57	$M_{y\,corr}$	-4.6	Préjudiciable	1.2	16.7	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	386.71	$M_{y\,max}$	-26.4	N_{corr}	10.3	Peu nuisible	4.1	/	15	/	oui
		N_{max}	602.34	$M_{x\,corr}$	10.37	$M_{y\,corr}$	-2.1	Préjudiciable	3.6	51.6	15	201.63	oui
4éme	40X40	N_{min}	68.11	$M_{x\,corr}$	-4.70	$M_{y\,corr}$	-3.4	Préjudiciable	1.2	15.2	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	193.54	$M_{y\,max}$	19.13	N_{corr}	9.6	Préjudiciable	4.1	50.3	15	201.63	oui
		N_{max}	443.26	$M_{x\,corr}$	7.38	$M_{y\,corr}$	-1.2	Préjudiciable	3.4	47.9	15	201.63	oui
5éme	40X40	N_{min}	39.87	$M_{x\,corr}$	-4.30	$M_{y\,corr}$	-3.0	Préjudiciable	1.1	13.8	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	195.56	$M_{y\,max}$	2.61	N_{corr}	-24	Peu nuisible	4	/	15	/	oui
		N_{max}	288.91	$M_{x\,corr}$	8.60	$M_{y\,corr}$	-0.2	Préjudiciable	2.5	34.3	15	201.63	oui
6éme	40X40	N_{min}	12.18	$M_{x\,corr}$	-3.90	$M_{y\,corr}$	3.0	Préjudiciable	1.6	17.2	15	201.63	oui
		$M_{X\,max}$	75.62	$M_{y\,max}$	-25.6	N_{corr}	18.2	Préjudiciable	10.2	100.8	15	201.63	oui
		N_{max}	137.09	$M_{x\,corr}$	5.13	$M_{y\,corr}$	-1.9	Préjudiciable	1.4	19.1	15	201.63	oui

V.3.1.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$

Tableau.V.17. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC 1er	50x50	nodale	10	4HA8=2.01
		courante	15	
2éme 3éme	45x45	nodale	10	4HA8=2.01
		courante	15	
4éme,5éme 6éme	40x40	nodale	10	4HA8=2.01
		courante	15	

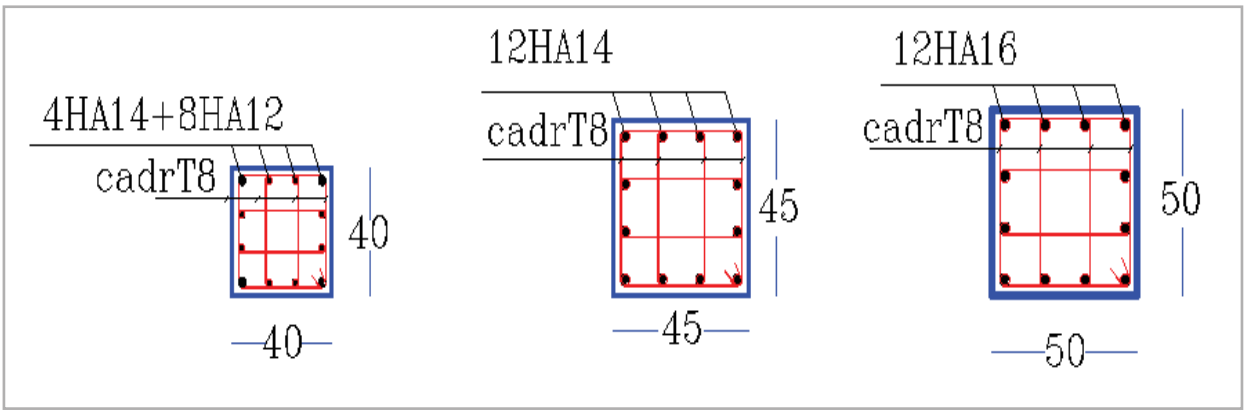


Figure V.5. Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a*L} - 6\frac{M}{a*L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a*L} + 6\frac{M}{a*L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1|*L}{|\sigma_1|+|\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1|*L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau.V.18. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ (cm²)
RDC + 1ER	Voile 1	3.2	260.49	-4445.28	0.8G-Edx	10.74	-10.09	1.55	1955.52	48.89
	Voile2	1	-426.61	-181.31	0.8G-Edx	2.65	-6.06	0.70	527.09	13.18
	voile 3	0.8	-484.39	-112.46	0.8G-Edx	1.80	-6.64	0.63	522.60	13.07
	Voile 4	2.55	123.65	-2595.2	0.8G-Edx	9.77	-9.38	1.25	1465.39	36.63
	Voile 5	1.75	187.21	-1270.31	0.8G-Edx	10.38	-9.53	0.84	997.24	24.93
2émé + 3émé	Voile 1	3.2	-941.32	890.51	0.8G-Edx	0.91	-3.26	2.50	1020.76	25.52
	Voile 2	1	-114.59	-112.41	0.8G-Edx	2.24	-3.16	0.58	230.78	5.77
	Voile 3	0.8	-193.05	-78.14	0.8G-Edx	1.97	-3.90	0.53	258.94	6.47
	Voile 4	2.55	289.71	-1196.35	0.8G-Edx	4.87	-3.96	1.14	566.33	14.16
	Voile 5	1.75	172.17	-779.87	0.8G-Edx	6.51	-5.72	0.82	585.15	14.63
4émé + 5émé	Voile 1	3.2	173.5	-1055.76	0.8G-Edx	2.69	-2.26	1.46	411.94	10.30
	Voile 2	1	47.7	-69.89	0.8G-Edx	1.87	-1.49	0.44	82.34	2.06
	Voile 3	0.8	1.52	-41.51	0.8G-Edx	1.56	-1.55	0.40	77.07	1.93
	Voile 4	2.55	214.79	-590.66	0.8G-Edx	2.52	-1.84	1.08	248.35	6.21
	Voile 5	1.75	191.67	-585.88	0.8G-Edx	5.03	-4.15	0.79	410.92	10.27
6émé	Voile 1	3.2	168.54	-278.56	0.8G-Edx	0.86	-0.44	1.08	59.90	1.50
	Voile 2	1	-13.76	-43.58	0.8G-Edx	0.99	-1.10	0.53	72.43	1.81
	Voile 3	0.8	-8.71	-11.67	0.8G-Edx	0.39	-0.48	0.44	26.45	0.66
	Voile 4	2.55	-4.9	-561.07	0.8G-Edx	2.06	-2.08	1.28	332.50	8.31
	Voile 5	1.75	84.39	-420.42	0.8G-Edx	3.49	-3.10	0.82	319.40	7.99

Tableau.V.19. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

étage	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	section	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
RDC + 1ér	Voile 1	1.55	48.89	7.75	S.P.C	24.13	15	32HA12=36.19	2HA12=2.26	66HA12=74.64
	Voile 2	0.70	13.18	3.48	S.P.T		10	12HA12=13.57	/	24HA12=27.14
	Voile 3	0.63	13.07	3.15	S.P.T		10	12HA12=13.57	/	24HA12=27.14
	Voile 4	1.25	36.63	6.25	S.P.C		10	24HA12=27.14	/	49HA12=55.42
	Voile 5	0.84	24.93	4.19	S.P.C		10	16HA12=18.10	2HA12=2.26	38HA12=42.98
2ème + 3ème	Voile 1	2.50	25.52	12.51	S.P.T	18.47	15	32HA10=25.13	/	41HA10=32.20
	Voile 2	0.58	5.77	2.92	S.P.T		10	8HA10=6.28	/	16HA10=12.57
	Voile 3	0.53	6.47	2.66	S.P.T		10	10HA10=7.85	/	20HA10=15.71
	Voile 4	1.14	14.16	5.72	S.P.C		10	22HA10=17.28	2HA10=1.57	46HA10=36.13
	Voile 5	0.82	14.63	4.09	S.P.C		10	16HA10=12.57	2HA10=1.57	38HA10=29.85
4ème + 5ème	Voile 1	1.46	10.30	7.30	S.P.C	15.21	15	30HA8=15.08	4HA8=2.01	64HA8=32.17
	Voile 2	0.44	2.06	2.22	S.P.C		10	8HA8=4.02	4HA8=2.01	20HA8=10.05
	Voile 3	0.40	1.93	1.99	S.P.C		10	8HA8=4.02	/	16HA8=8.04
	Voile 4	1.08	6.21	5.39	S.P.C		10	20HA8=10.05	4HA8=2.01	44HA8=22.12
	Voile 5	0.79	10.27	3.96	S.P.C		10	14HA10=11	2HA10=1.57	30HA10=23.56
6ème	Voile 1	1.08	1.50	5.42	S.P.C	15.21	15	14HA8=7.04	10HA8=5.03	38HA8=19.10
	Voile 2	0.53	1.81	2.63	S.P.T		10	10HA8=5.03	/	20HA8=10.05
	Voile 3	0.44	0.66	2.20	S.P.T		10	8HA8=4.02	/	16HA8=8.04
	Voile 4	1.28	8.31	6.40	S.P.T		10	24HA8=12.06	/	48HA8=24.13
	Voile 5	0.82	7.99	4.12	S.P.C		10	16HA8=8.04	/	32HA8=16.08

Tableau.V.20. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ (cm²)
RDC + 1ER	Voile 1	4.4	1158.62	8235.88	0.8G-Edy	11.26	-9.16	1.97	2258.26	56.46
	Voile 2	3	595.13	3129.74	0.8G-Edy	9.14	-7.55	1.36	1281.45	32.04
	Voile 3	3.23	759.68	2316.69	0.8G-Edy	8.46	-6.25	1.17	912.35	22.81
	Voile 4	4.1	139.7	4741.29	0.8G-Edy	6.91	-6.63	2.01	1665.47	41.64
	Voile 5	4	89.43	5049.04	0.8G-Edy	7.66	-7.48	1.98	1848.94	46.22
2émé + 3émé	Voile 1	4.4	844.02	4779.88	0.8G-Edy	6.69	-5.16	1.92	1234.82	30.87
	Voile 2	3	803.97	1545.4	0.8G-Edy	5.19	-3.05	1.11	423.00	10.57
	Voile 3	3.23	694.18	1041.2	0.8G-Edy	4.31	-2.29	0.95	273.87	6.85
	Voile 4	4.1	430.15	2866.47	0.8G-Edy	4.51	-3.67	1.84	844.66	21.12
	Voile 5	4	10.91	3001.54	0.8G-Edy	4.51	-4.49	2.00	1120.13	28.00
4émé + 5émé	Voile 1	4.4	500.29	1934.53	0.8G-Edy	2.85	-1.94	1.78	433.07	10.83
	Voile 2	3	497.04	772.1	0.8G-Edy	2.72	-1.40	1.02	177.53	4.44
	Voile 3	3.23	357.08	482.37	0.8G-Edy	2.05	-1.01	0.91	114.86	2.87
	Voile 4	4.1	390	1159.55	0.8G-Edy	2.04	-1.28	1.58	251.63	6.29
	Voile 5	4	24.91	1344.03	0.8G-Edy	2.04	-1.99	1.98	491.63	12.29
6émé	Voile 1	4.4	124.13	443.7	0.8G-Edy	0.66	-0.44	1.75	95.56	2.39
	Voile 2	3	93.82	225.46	0.8G-Edy	0.73	-0.48	1.19	70.70	1.77
	Voile 3	3.23	93.64	110.91	0.8G-Edy	0.49	-0.22	0.84	22.74	0.57
	Voile 4	4.1	42.21	414.24	0.8G-Edy	0.63	-0.55	1.91	131.18	3.28
	Voile 5	4	23.43	321.62	0.8G-Edy	0.51	-0.46	1.90	109.18	2.73

Tableau.V.21. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

étage	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	section	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
RDC + 1ér	Voile 1	1.97	56.46	9.78	S.P.C	24.13	15	30HA12=33.93	6HA12=6.79	66HA12=74.64
	Voile 2	1.36	32.04	6.79	S.P.C		15	16HA12=18.10	4HA12=4.52	36HA12=40.72
	Voile 3	1.17	22.81	5.84	S.P.C		15	14HA12=15.83	12HA12=13.6	40HA12=45.24
	Voile 4	2.01	41.64	10.04	S.P.C		15	26HA12=29.41	2HA12=2.26	54HA12=61.07
	Voile 5	1.98	46.22	9.88	S.P.C		15	26HA12=29.41	/	52HA12=58.81
2ème + 3ème	Voile 1	1.92	30.87	9.58	S.P.C	18.47	15	24HA12=27.14	8HA12=9.05	56HA12=63.33
	Voile 2	1.11	10.57	5.55	S.P.C		15	14HA10=11	10HA10=7.85	38HA10=29.85
	Voile 3	0.95	6.85	4.77	S.P.C		15	12HA10=9.42	18HA10=14.1	42HA10=32.99
	Voile 4	1.84	21.12	9.20	S.P.C		15	24HA10=18.85	6HA10=4.71	54HA10=42.41
	Voile 5	2.00	28.00	9.98	S.P.T		15	26HA10=20.42	/	52HA10=40.84
4ème + 5ème	Voile 1	1.78	10.83	8.91	S.P.C	15.21	15	22HA10=17.28	10HA10=7.85	54HA10=42.21
	Voile 2	1.02	4.44	5.09	S.P.C		15	12HA8=6.03	12HA8=6.03	36HA8=18.10
	Voile 3	0.91	2.87	4.54	S.P.C		15	10HA8=5.03	18HA8=9.05	38HA8=19.10
	Voile 4	1.58	6.29	7.89	S.P.C		15	20HA8=10.05	12HA8=6.03	52HA8=26.14
	Voile 5	1.98	12.29	9.88	S.P.C		15	26HA8=13.07	/	52HA8=26.14
6ème	Voile 1	1.75	2.39	8.74	S.P.C	15.21	15	22HA8=11.06	12HA8=6.03	56HA8=28.15
	Voile 2	1.19	1.77	5.94	S.P.C		15	14HA8=7.04	8HA8=4.02	36HA8=18.10
	Voile 3	0.84	0.57	4.21	S.P.C		15	10HA8=5.03	14HA8=7.04	34HA8=17.09
	Voile 4	1.91	3.28	9.54	S.P.C		15	24HA8=12.06	4HA8=2.01	52HA8=26.14
	Voile 5	1.97	2.73	9.51	S.P.C		15	24HA8=12.06	/	48HA8=24.13

Tableau.V.22. La section calculée d'armatures verticales des voiles (inclinée).

Niveau	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	L_t (m)	N_t (kN)	A_{vt} (cm²)
RDC + 1ER	Voile 1	3.25	441.61	-2552.1	0.8G-Edx	6.33	-5.25	1.47	966.45	24.16
	Voile 2	2.30	-689.23	724.69	0.8G-Edx	2.09	-4.49	1.57	880.35	22.01
	Voile 3	1.20	-975.37	-214.83	0.8G-Edx	0.32	-6.81	1.15	977.56	24.44
	Voile 4	4.53	789.2	-5269.9	0.8G-Edx	6.87	-5.48	2.01	1374.44	34.36
2émé + 3émé	Voile 1	3.25	313.52	-1233.6	0.8G-Edx	3.18	-2.41	1.40	422.90	10.57
	Voile 2	2.30	-243.58	-438.28	0.8G-Edx	1.57	-2.42	1.39	420.79	10.52
	Voile 3	1.20	-544.62	-157.08	0.8G-Edx	0.80	-4.42	1.02	562.90	14.07
	Voile 4	4.53	597.46	-2822.5	0.8G-Edx	3.84	-2.78	1.90	660.66	16.52
4émé + 5émé	Voile 1	3.25	201.98	-449.93	0.8G-Edx	1.27	-0.77	1.23	118.79	2.97
	Voile 2	2.30	93.05	-207.56	0.8G-Edx	1.10	-0.78	0.95	92.93	2.32
	Voile 3	1.20	-129.72	-81.19	0.8G-Edx	0.92	-1.78	0.79	176.55	4.41
	Voile 4	4.53	401.98	1088.07	0.8G-Edx	1.63	-0.92	1.63	187.66	4.69
6émé	Voile 1	3.25	78.33	-169.74	0.8G-Edx	0.48	-0.29	1.22	44.01	1.10
	Voile 2	2.30	92.93	2.32	0.8G-Edx	0.33	-0.31	1.12	43.95	1.10
	Voile 3	1.20	7.31	-21.16	0.8G-Edx	0.38	-0.33	0.56	22.88	0.57
	Voile 4	4.53	140.31	373.16	0.8G-Edx	0.56	-0.31	1.62	63.48	1.59

Tableau.V.23. La section choisie d'armatures verticales des voiles (inclinée).

étag	Voile	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	section	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
RDC + 1	Voile 1	1.47	24.16	7.37	S.P.C	24.13	15	18HA12=20.36	4HA12=4.52	40HA12=45.24
	Voile 2	1.57	22.01	7.84	S.P.T		15	20HA12=22.61	/	40HA12=45.24
	Voile 3	1.15	24.44	5.74	S.P.T		10	22HA12=24.88	/	44HA12=49.72
	Voile 4	2.01	34.36	10.84	S.P.C		15	26HA12=29.41	6HA12=6.79	58HA12=65.60
2 + 3	Voile 1	1.40	10.57	7.01	S.P.C	18.47	15	18HA10=14.14	6HA10=4.71	36HA10=28.27
	Voile 2	1.39	10.52	6.97	S.P.T		10	26HA10=20.42	/	52HA10=40.84
	Voile 3	1.02	14.07	5.09	S.P.T		10	18HA10=14.14	/	36HA10=28.27
	Voile 4	1.90	16.52	9.51	S.P.C		15	24HA10=18.85	10HA10=7.85	48HA10=37.70
4 + 5	Voile 1	1.23	2.97	6.15	S.P.C	15.21	15	16HA8=8.04	10HA8=5.03	42HA8=21.11
	Voile 2	0.95	2.32	4.76	S.P.C		10	18HA8=9.05	6HA8=3.02	42HA8=21.11
	Voile 3	0.79	4.41	3.97	S.P.C		10	14HA8=7.04	/	28HA8=14.07
	Voile 4	1.63	4.69	8.16	S.P.C		15	20HA8=10.05	16HA8=8.04	56HA8=28.15
6	Voile 1	1.22	1.10	6.10	S.P.C	15.21	15	14HA8=7.04	10HA8=5.03	38HA8=19.10
	Voile 2	1.12	1.10	5.58	S.P.T		10	20HA8=10.05	/	40HA8=20.11
	Voile 3	0.56	0.57	2.80	S.P.T		10	10HA8=5.03	2HA8=1.01	20HA8=10.05
	Voile 4	1.62	1.59	8.11	S.P.T		15	20HA8=10.05	18HA8=9.05	58HA8=29.15

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS CBA93 Art.A4.5.3 :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.24. Vérification des contraintes des voiles.

voile	étage	X			Y			inclinée			$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Cdt
		N (MPa)	M (MPa)	бb (MPa)	N (MPa)	M (MPa)	бb (MPa)	N (MPa)	M (MPa)	бb (MPa)		
Voile1	RDC	1815.27	55.78	2.4	1699.06	37.79	1.591	840.81	-37.9	1.120	15	Oui
	2éme	1391.99	1.17	1.743	1258.06	88.50	1.253	640.02	-10.6	0.811	15	Oui
	4éme	880.81	-9.17	1.123	752.09	87.63	0.792	407.54	-7.55	0.518	15	Oui
Voile2	RDC	408.23	18.63	2.080	1717.07	25.80	2.358	880.92	-68.7	1.845	15	Oui
	2éme	338.25	17.17	1.765	1294.24	75.70	1.928	811.35	-44.4	1.614	15	Oui
	4éme	206.32	3.64	0.913	787.45	81.07	1.266	405.70	-31.8	0.851	15	Oui
Voile3	RDC	315.35	-3.53	1.709	1512.98	12.86	2.242	425.02	12.55	1.623	15	Oui
	2éme	244.16	-3.47	1.351	1188.78	7.94	1.754	330.92	-1.12	1.120	15	Oui
	4éme	158.54	2.29	0.879	770.86	-2.46	1.129	212.57	-13	0.923	15	Oui
Voile4	RDC	1115.99	51.03	1.939	1688.56	36.16	1.699	1533.46	59.44	1.425	15	Oui
	2éme	870.66	22.13	1.447	1334.69	39.53	1.359	1160.35	115.10	1.160	15	Oui
	4éme	556.25	14.42	0.926	868.36	38.25	0.902	730.25	107.98	0.772	15	Oui
Voile5	RDC	770.54	25.45	1.961	1307.33	3.11	1.312	/	/	/	15	Oui
	2éme	624.04	19.39	1.578	986.22	60.50	1.077	/	/	/	15	Oui
	4éme	624.04	19.39	1.578	620.20	49.70	0.695	/	/	/	15	Oui

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC RPA2003 Art.7.7.2 :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\boldsymbol{\tau}}\,(MPa) = 4.34$ MPa (Peu.n)

$$\overline{\boldsymbol{\tau}}\,(MPa) = \frac{0.2\% \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \gamma_b = 1.15$$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\boldsymbol{\tau}}\,(MPa) = 3.26\,MPa$ (Préju)

$$\overline{\boldsymbol{\tau}}\,(MPa) = \frac{0.15\% \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \gamma_b = 1.15$$

Tableau V.25. Vérification des contraintes de cisaillements des voiles.

voile	étage	X			Y			inclinée			$\tau \leq \overline{\tau}$
		T (MPa)	τ (MPa)	T.F	T (MPa)	τ (MPa)	T.F	T (MPa)	τ (MPa)	T.F	
Voile1	RDC	1201.35	2.34	Peu.n	1471.76	2.08	Préju	622.74	1.19	Préju	Oui
	2éme	826.71	1.61	Peu.n	1245.22	1.76	Préju	371.55	0.71	Préju	Oui
	4éme	566.17	1.10	Peu.n	756.08	1.07	Préju	204.32	0.39	Préju	Oui
Voile2	RDC	145.66	0.90	Préju	733.13	1.52	Peu.n	375.28	1.02	Préju	Oui
	2éme	101.92	0.63	Préju	508.02	1.05	Peu.n	238.54	0.65	Préju	Oui
	4éme	82.49	0.51	Préju	394.07	0.82	Peu.n	178.21	0.48	Préju	Oui
Voile3	RDC	83.22	0.65	Préju	562.95	1.27	Peu.n	129.63	0.67	Préju	Oui
	2éme	65.06	0.51	Préju	316.96	0.72	Peu.n	122.84	0.64	Préju	Oui
	4éme	52.81	0.41	Préju	232.26	0.53	Peu.n	86.09	0.45	Préju	Oui
Voile4	RDC	914.69	2.23	Peu.n	1245.88	1.89	Peu.n	1062.52	1.46	Préju	Oui
	2éme	975.33	2.38	Peu.n	1525.60	2.32	Peu.n	844.30	1.16	Préju	Oui
	4éme	915.08	2.23	Peu.n	1236.54	1.88	Peu.n	495.70	0.68	Préju	Oui
Voile5	RDC	521.58	1.85	Peu.n	1017.45	1.58	Peu.n	/	/	/	Oui
	2éme	380.67	1.35	Peu.n	834.56	1.30	Peu.n	/	/	/	Oui
	4éme	337.49	1.20	Peu.n	545.85	0.85	Peu.n	/	/	/	Oui

V.4.1.4 Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a*(\tau_u-(0.3*f_{t28}*K))} \quad , \; K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B*f_{t28}}\right) \text{ (Compression), } \; \text{K=1-10.}\frac{\text{Nu}}{\text{B.}f_{c28}} \text{ (traction)}$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

Tableau V.26 La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant x).

Voile	S (cm²)	h(cm)	τ(MPa)	N_u(kN)	k	$\emptyset_h$(mm)	S_t(cm)	$S_{t\,ch}$(cm)	$A_{h\,ch}(cm^2)$
1	320x25	283	2.34	260.49	1.46	12	40	10	2x(28HA12)
2	100x25	283	0.90	-426.61	1.43	8	40	10	2x(28HA8)
3	80x25	283	0.65	-484.39	2.45	8	40	10	2x(28HA8)
4	255x25	283	2.23	123.65	1.27	10	40	10	2x(28HA10)
5	175x25	283	1.85	187.21	1.58	8	40	10	2x(28HA8)

Tableau V.27. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant y).

Voile	S (cm²)	h(cm)	τ(MPa)	N_u(kN)	k	$\emptyset_h$(mm)	S_t(cm)	$S_{t\,ch}$(cm)	$A_{h\,ch}(cm^2)$
1	440x25	275	2.08	1158.62	2.50	12	40	10	2x(27HA12)
2	300x25	275	1.52	595.13	2.13	8	40	10	2x(27HA8)
3	323x25	275	1.27	759.68	2.43	10	40	10	2x(27HA10)
4	410x25	275	1.89	139.7	1.19	10	40	10	2x(27HA10)
5	400x25	275	1.85	89.43	1.13	10	40	10	2x(27HA10)

Tableau V.28. La section d'armatures horizontales des voiles (inclinée).

Voile	S (cm²)	h(cm)	τ(MPa)	N_u(kN)	k	$\emptyset_h$(mm)	S_t(cm)	$S_{t\,ch}$(cm)	$A_{h\,ch}(cm^2)$
1	325x25	275	1.19	441.61	1.78	10	40	10	2x(28HA10)
2	230x25	275	1.02	-689.23	2.71	10	40	10	2x(28HA10)
3	120x25	275	0.67	-975.37	3.64	10	40	10	2x(28HA10)
4	453x25	275	1.46	789.2	1.99	10	40	10	2x(28HA10)

V.4.1.5. 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 verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. L'acier choisi pour les armatures transversales est le (HA6). 4 épingles HA 6

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

a) Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Aciers diagonales :

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.29. Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L(m)	h(m)	V(kN)	τ(MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	Choix de la méthode
Voile 2 Suivant x	RDC	1.20	1.00	437.31	2.72	1.5	Non	Traction/Compression
	1er			376.45	2.34		Non	Traction/Compression
	2éme			281.26	1.75		Non	Traction/Compression
	3éme			205.24	1.28		Oui	Flexion simple
	4éme			107.58	0.67		Oui	Flexion simple
	5éme			60.99	0.38		Oui	Flexion simple
Voile 2éme inclinée	RDC	1.17	1.00	529.80	3.30	1.5	Non	Traction/Compression
	1er			491.28	3.06		Non	Traction/Compression
	2éme			410.33	2.55		Non	Traction/Compression
	3éme			293.46	1.83		Non	Traction/Compression
	4éme			175.32	1.09		Oui	Flexion simple
	5éme			93.79	0.58		Oui	Flexion simple

Tableau V.30 La section calculée d'armatures des linteaux (traction/compression).

Linteau	Niveau	V (kN)	α	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
Voile 2 Suivant x	RDC	437.31	38.37	8.54	3.75	0.94	5
	1er	376.45	38.37	7.35	3.75	0.94	5
	2éme	281.26	38.37	5.49	3.75	0.94	5
Voile 2éme inclinée	RDC	529.80	39.08	10.19	3.75	0.94	5
	1er	491.28	39.08	9.45	3.75	0.94	5
	2éme	410.33	39.08	7.89	3.75	0.94	5
	3éme	293.46	39.08	5.65	3.75	0.94	5

Tableau V.31. La section d'armatures choisies des linteaux (traction/compression).

Linteau	Niveau	$A_D$choisies (cm^2)	A_l, A_l'ch(cm^2)	A_t ch(cm^2)	A_c ch(cm^2)
Voile 2 Suivant x	RDC	2x(4HA12)=9.05	2x(2HA12)=4.52	2HA12=2.26	2x(7HA10)=7.04
	1éme	2x(4HA12)=9.05	2x(2HA12)=4.52	2HA12=2.26	2x(7HA10)=7.04
	2éme	2x(4HA10)=6.28	2x(2HA12)=4.52	2HA10=1.57	2x(7HA10)=7.04
Voile 2éme inclinée	RDC	2x(4HA14)=12.32	2x(2HA12)=4.52	2HA10=1.57	2x(7HA10)=7.04
	1er	2x(4HA14)=12.32	2x(2HA12)=4.52	2HA10=1.57	2x(7HA10)=7.04
	2éme	2x(4HA12)=9.05	2x(2HA12)=4.52	2HA10=1.57	2x(7HA10)=7.04
	3éme	2x(4HA10)=6.28	2x(2HA12)=4.52	2HA10=1.57	2x(7HA10)=7.04

Tableau V.32. La section d'armatures des linteaux (Flexion simple).

Linteau	Niveau	Armatures longitudinales					Armatures transversales					
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)		λ	S (cm)	V (kN)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
Voile 2 Suivant x	3éme	-1.55	0.95	0.04	000		1.2	15	278.3	1.20	1.58	2HA10=1.58
Voile 2éme inclinée	4éme	93.22	0.95	2.45	4HA10=3.14		1.17	15	245.4	1.17	1.58	2HA10=1.58

V.4.2.3. Ferraillage voiles :

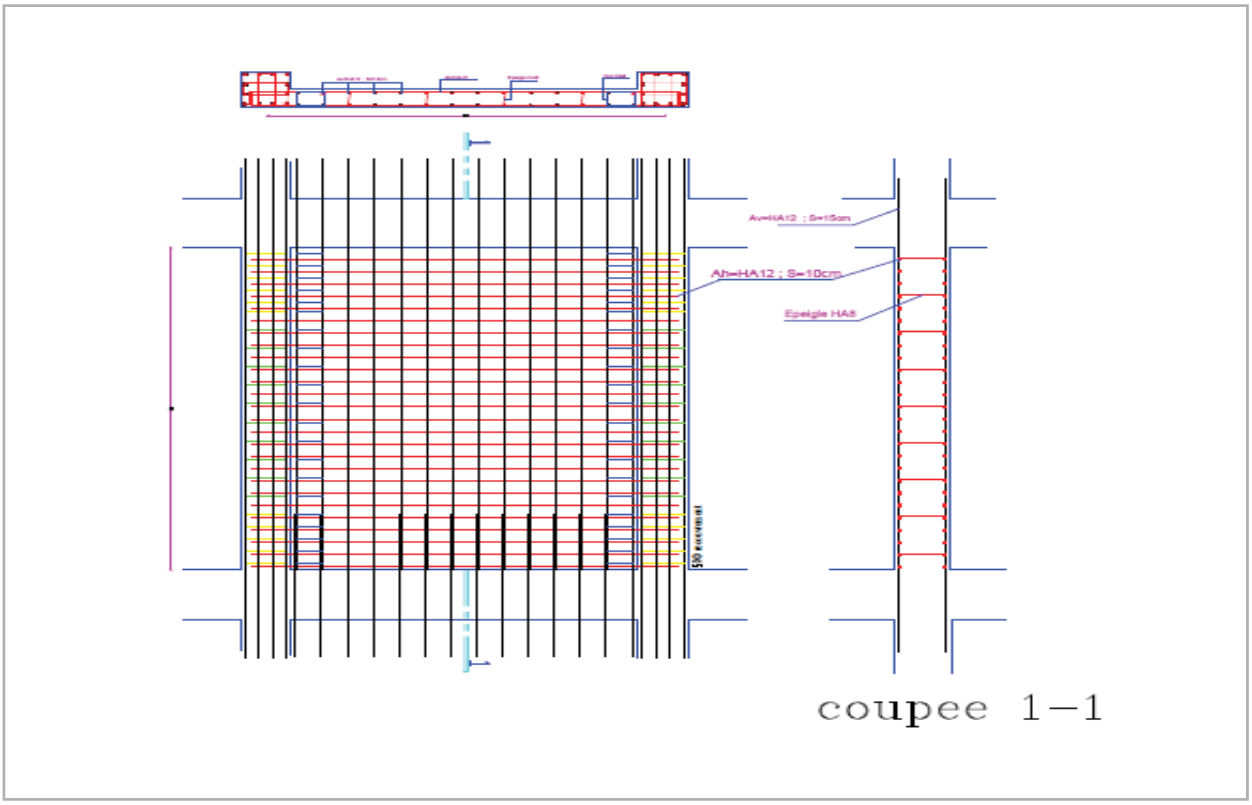


Figure V.6. Dessin de ferraillage des Voile plein.

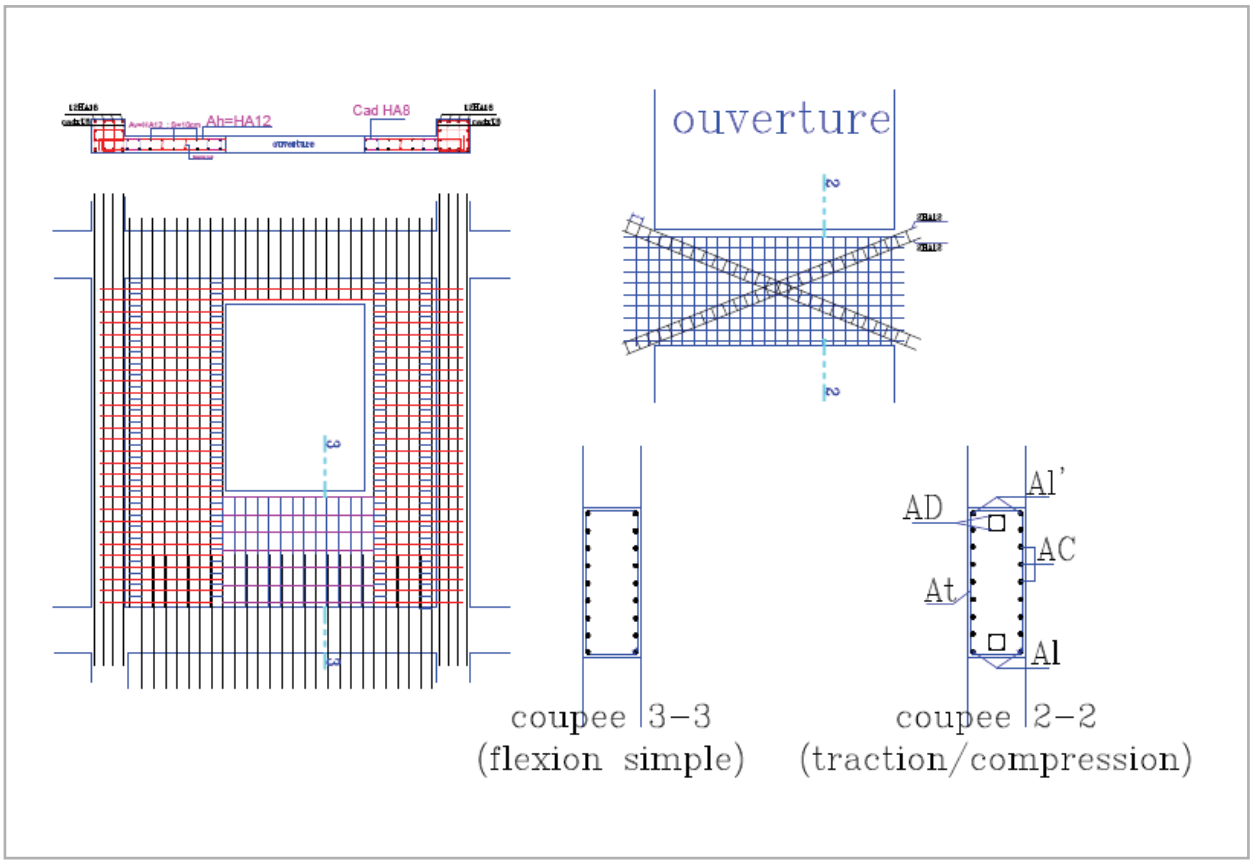


Figure V.7. Dessin de ferraillage des Voile ouverte.

CHAPITRE VI

VI.1. Les longrines :

VI.1.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.1.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3)

Section minimale (25x30) cm² on adopte section (30x30) cm² .

VI.1.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20 \ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \ KN \end{cases}$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : NU = 1588.51 KN

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique

Dans notre cas : α = 12 (Zone III ; Site S2) .

$$Fu = \frac{1588.51}{12} = 132.38 \text{ KN}$$

VI.1.4. Ferraillage :

1.Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u = 132.38 KN

Donc : $A = 3.8\ cm^2$ = 4HA12 = 4.52 cm².

Section minimale :

$\text{Amin} = 0.6\%\text{bxh}(\text{cm}^2) - \text{RPA2003 Art. 10.1.1}$

Amin =0.6% x(30x30) = 5.40 cm².

A choisie = 6HA12 =6.79 cm².

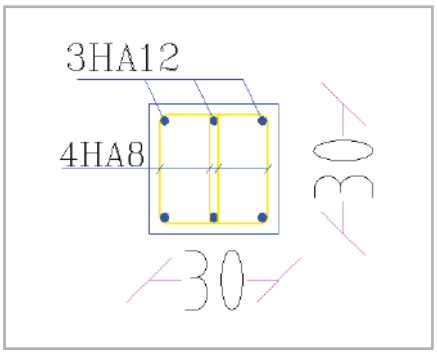


Figure.VI.1. Longrine.

VI.1.5. Vérification des contraintes normale à l'ELS- CBA Art.A.4.5.3 :

$$\text{Fser} = \frac{\text{N}_{\text{ser}}}{\alpha} \quad , \sigma_s = \frac{\text{F}_{\text{ser}}}{\text{A}} < \overline{\sigma_S} \, , \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}\text{F}_e \, ; \ 110\sqrt{1.6\text{F}_{\text{tj}}}\right\} \text{ MPa}$$

TableauVI.1. Vérification des contraintes normales.

Sollicitation à L'ELS		contraintes		[Contraintes]		vérification
Nser	α	σ_b	σ_s	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	Oui/Non
[KN]		MPa	MPa	MPa	MPa	
1141.28	12	/	154.39	/	201.63	Oui

VI.1.6. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELS- CBA Art.A.5.1.2.1.1 :

TableauVI.2. Vérification des contraintes de cisaillements.

Sollicitation à L'ELS			vérification			Espacement et armatures			
h(cm)	b(cm)	T(KN)	Tu(MPa)	[Tu]adm	Oui/NOn	Zn(cm)	Zc(cm)	Φ(mm)	At(cm)
30	30	33.52	0.41	2.50	Oui	15	15	8	3HA8

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm, 15 Φl).

VI.2. LES fondations :

VI.2.1. Introduction :

Une fondation est l'organe de transmission des charges de la superstructure au 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.2.2. Nature de la couche de fondation :

Le rapport de sol donne les informations suivantes :

-Il s'agit d'un sol composé d'argile .

-De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=23.90%.

-Argiles très plastique.

-assez compressible

-De bonne cohésion c=0.18 bars.

-Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.

-Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.

-Le taux de carbonates est moyen.

-Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à **σ sol = 2.0 bars** avec un ancrage de 1.5 m sous le niveau du sol (+ 0.00 m).

VI.2.3. Choix de type des fondations:

VI.2.3.1. Semelles isolées :

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduit dans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles ou semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant montre la 1^{ér} proposition :

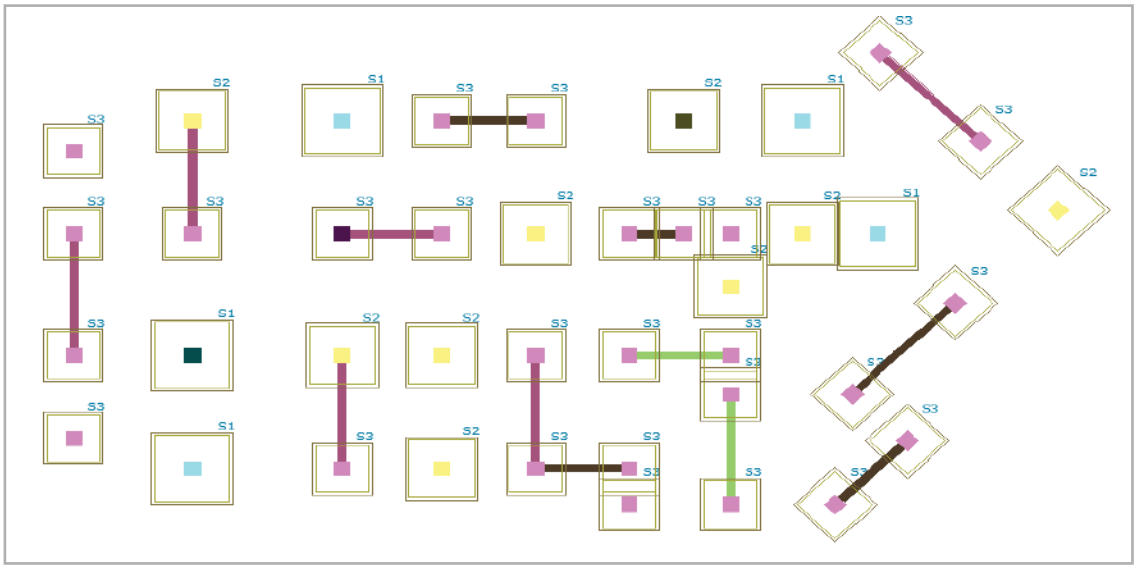


Figure.VI.2. La 1^{ér} proposition des semelles isolée.

VI.2.3.2. Calcul des semelles isolées :

1-dimensionnements des semelles isolées à L'ELS :

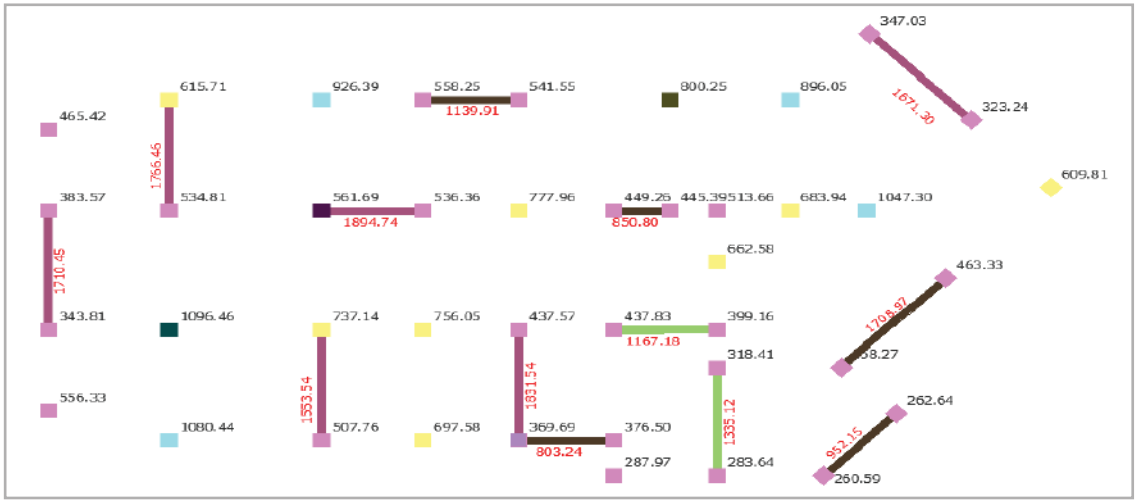


Figure.VI.3. Les efforts normaux des poteaux et des voiles a l'ELS

Tableau.VI.2. Dimensionnement de semelles isolées.

N°	N_{ser} (KN)	Mb_{ser} (KN.m)	Ma_{ser} (KN.m)	a=b (cm)	$A_{cal}=B_{cal}$ (m)	$A_{CH}=B_{CH}$ (m)	h (cm)	e (cm)
S1	1096.46	-4.63	2.15	50	2.34	2.50	55	3
S2	800.25	10.73	-3.31	50	2	2.2	50	3
S3	556.33	-4.98	13.49	50	1.67	1.9	40	3

VI.2.3.3. Vérifications des contraintes des semelles isolées :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteaux}+P_{remblais}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles isolées sont données dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées.

N°	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}+P_{a.pot}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$A_{CHOI}=B_{CHOI}$ (m)	S (m^2)	Σ (Mpa)	$\sigma \leq [\sigma]$
S1	1096.46	90	48.90	2.50	6.25	**1**.98	oui
S2	800.25	64.80	37.20	2.2	4.84	1.89	oui
S3	556.33	41.10	29.01	1.9	3.61	1.82	oui

VI.2.3.4. Vérification de la stabilité au renversement selon RPA99 version 2003 [Art 10.1.5] :

Tableau.VI.4. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées.

N°	N_{ser}(KN)	Mb_{ser}	Ma_{ser}	eb_0 (m)	ea_0 (cm)	B=A(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
S1	1096.46	-4.63	2.15	-0.004	0.17	2.50	0.625	oui
S2	800.25	10.73	-3.31	0.0119	-0.37	2.2	0.55	oui
S3	556.33	-4.98	13.49	-0.0079	0.215	1.9	0.48	oui

VI.2.3.5. Vérification de Poinçonnement Sans Nappe Supérieur CBA 91 Art A.5.2.4.2 :

$$N_u < F_{limite} = 0.045 * h * U_c * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau.VI.5. Vérification de Poinçonnement des semelles isolées.

N°	N_u(KN)	h(m)	U_c (m)	$F_{limite}(KN)$	Vérification
S.isolée 1	1506.60	0.55	4.20	1732.50	oui
S.isolée 2	1097.66	0.50	4	1500	oui
S.isolée 3	762.49	0.40	3.60	1080	oui

VI.2.3.6. Ferraillage des semelles isolées :

En plus de la répartition trapézoïdale des contraintes ($e_{0b} \leq \frac{B}{6}$), on ne peut appliquer la méthode des bielles que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte normale $\sigma_{1\ est}$ inférieure ou égale au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m ($\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m$) ce qui donne $e_{0b} \leq \frac{B}{18}$ dans ce cas on utilise la méthode des bielles en remplaçant la charge fictive N par N'

Avec : $N' = N\left(1+\frac{3\times e_0}{B}\right)$

N' : est appliquée à (B/4)

Tableau.VI.6. Ferraillage des semelles isolées.

N°	N_u(KN)	Mb_u (KN.m)	$A_{b\,cal}$ (cm^2)	Ma_u (KN.m)	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	S (cm)	S (cm)	$A_b ch$ (cm^2)	$A_a ch$ (cm^2)
S1	1501.12	-6.27	23.67	2.95	21.41	10	10	16HA14=24.6	16HA14=24.6
S2	1091.75	14.87	14.95	-4.45	16.29	15	15	11HA14=16.9	11HA14=16.9
S3	755.74	-6.81	11.80	18.29	11.06	15	15	8HA14=11.31	8HA14=11.31

VI.2.4. Semelles filantes :

Calcul des semelles filantes sont faire d'parée de vérifier le chevauchement dans tous les semelles isolées.

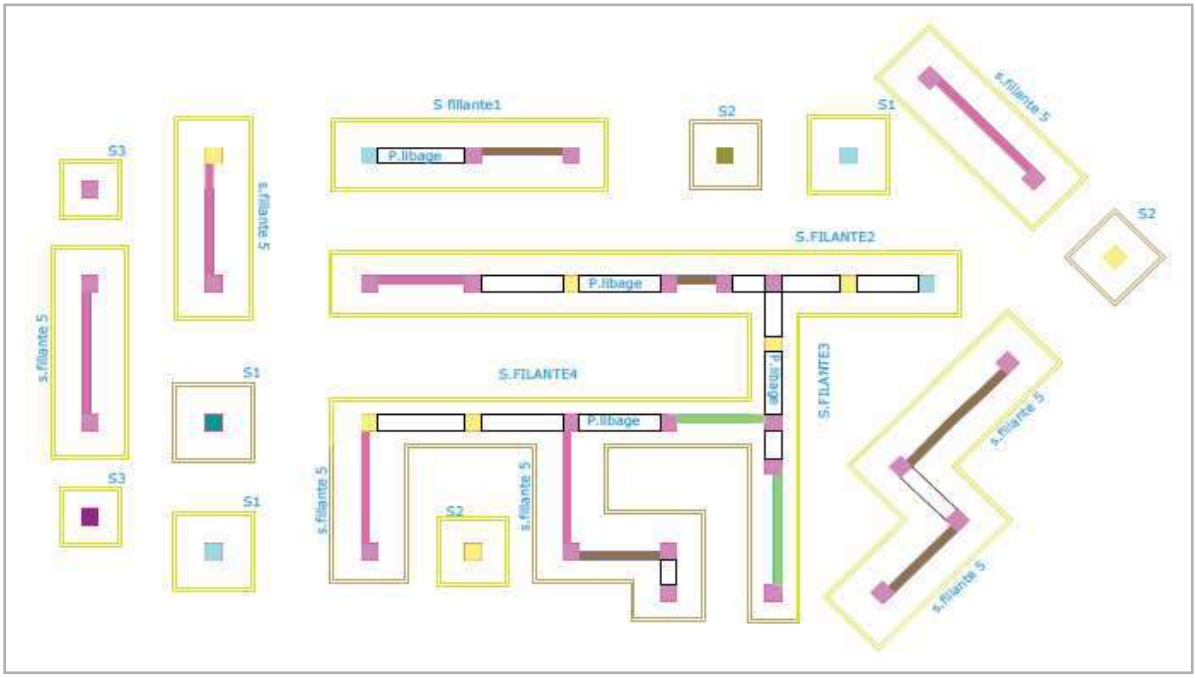


Figure VI.4. Disposition des semelles filantes.

$$\sum N_{ser} = \sum Ni_{poteaux} + P_{semelle} + P_{remblai} + P_{amorce\,p} + P_{amorce\,v} + \sum Pi_v$$

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}} \quad ; h \geq \frac{B_{ch}-b}{4} + c$$

Tableau VI.7. Dimensionnement des semelles filantes (ELS).

Eléments	$\sum N_{ser}$	B(m)	H(cm)	D(cm)	$\sigma(bars)$	$\overline{\sigma_{sol}}$(bars)	Vérification
S.F1 sous poteau /voiles	3686.97	2.30	50	70	1.90	2	Oui
S.F2 sous poteau /voiles	7738.80	2.10	50	70	1.90	2	Oui
S.F3 sous poteau/voiles	3554.43	1.60	40	80	1.91	2	Oui
S.F4 sous poteau/voiles	3694.05	1.40	40	80	1.81	2	Oui
S.F5 sous voiles	2853.55	2.40	55	65	1.89	2	Oui

Tableau VI.8. Vérifications de chevauchements entre les semelles

Eléments	Bi	$\frac{B_i + B_{i+1}}{2}$	L	$\frac{B_i + B_{I+1}}{2} < L$
S.F1	2.30	2.2	4.10	Oui
S.F.2	2.10			
S.F.2	2.10	1.75	4.40	Oui
S.F.4	1.40			
S.F.3	1.6	2	3.35	Oui
S.F.5	2.40			

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles.

VI.2.4.1. Ferraillage de la semelle filante sous poteaux et voiles :

cet dernier est ferrailler comme une semelle isolée de A calculer et B choisis : $A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$

Tableau VI.9. Vérification de l'excentricité.

Eléments	A[m]	e0 [cm]	B/6 [cm]	e0 ≤ B/6	Méthode
S.F1	2.33	1.02	38.33	Oui	Bielle
S.F.2	1.96	0.46	35	Oui	Bielle
S.F.3	2.20	0.65	26.66	Oui	Bielle
S.F.4	3.10	0.43	26.66	Oui	Bielle
S.F.5	4.4	0.15	40	Oui	Bielle

Suivant B :

Tableau VI.10. Ferraillage parallèle.

Eléments	Nu [KN]	Ab [cm²]	Abchoisi [cm²]	St [cm²]
S.F1	1277.91	27.01	19HA14=29.25	15
S.F.2	1433.81	19.24	19HA12=21.49	10
S.F.3	906.75	9.57	14HA12=15.83	15
S.F.4	1034.10	14.74	19HA12=21.49	15

Tableau VI.11. Parallèlement à l'axe de longitudinal.

Eléments	$A_{Rép}$ [cm²]	$A_{Répchoisies}$ [cm²]	St [cm²]
S.F1	5.89	6HA12=6.79	15
S.F.2	5.37	6HA12=6.79	15
S.F.3	3.96	7HA12=7.92	15
S.F.4	5.37	6HA12=6.79	15

VI.2.4.2. Poutre de libage :

Tableau VI.12. Dimensionnement de poutre de libage.

Lmax(mm)	K[MPa]	E[MPa]	b[mm]	$h_{pl}(cm)$	$h_{pl}choisies(cm)$
3200	0.04	32164.20	500	40.25	80
3000	0.04	32164.20	500	36.93	70
5800	0.04	32164.20	500	88.95	90
3200	0.04	32164.20	500	40.25	45

Tableau VI.13. Vérification des contraintes de cisaillements de P. libage.

b(cm)	h_{pl}(cm)	T[KN]	τ_u[MPa]	$\overline{\tau_u}$[MPa]	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
50	80	903.02	2.35	2.5	Oui
50	70	449.93	1.34	2.5	Oui
50	90	322.05	0.74	2.5	Oui
50	45	456.72	2.17	2.5	Oui

Tableau VI.10. Calcul de ferraillages.

P.L	sollicitation			Section d'armature				
Lmax (m)	b [cm]	h [cm]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	travée		Appui	
					As1	As2	A's1	A's2
5.8	50	80	619.36	-636.35	25.10	0.00	0.00	25.90

Tableau VI.11. Les armatures choisies.

As1	As2	As1'	As2'	AminRPA	AminCBA
8HA20=25.13	4HA20=12.57	4HA20=12.57	10HA20=31.42	22.5	4.5

Section minimale :

Amin= 0.5%bxh (cm²) –RPA2003 Art.7.5.2.1

Amin=0.1%bxh (cm²) –CBA Art.B.6.4

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à L'ELS.

Sollicitation à els		Contraintes en travée			Contraintes en appui			[Contraintes]		cdt
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s\prime}$ [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s\prime}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	
837.27		13.5	210.60	0.00				15	201.6	Oui
	-860.24				13.8	201.60	0.00	15	201.60	Oui

VI.2.4.2. Ferraillage de la semelle filante sous voile :

D'après les résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles sous voiles

On adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2.4 m et une hauteur H=55 cm.

1-VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE :

$e_0 = 0.15 \leq \frac{B}{6} = \frac{240}{6} = 40$ cm ……. Méthode de bielle.

Tableau VI.13. Ferraillage parallèle.

Elément	Nu [KN]	Ab [cm²]	Ab [cm²]	St [cm²]
S.F.5	2326.42	37.80	28HA14=43.10	15

Tableau VI.16. Parallèlement à l'axe de longitudinal.

Elément	$A_{Rép}$ [cm²]	$A_{Répchoisies}$ [cm²]	St [cm²]
S.F.5	10.8	12HA12=13.57	15

VI.3. Ferraillage :

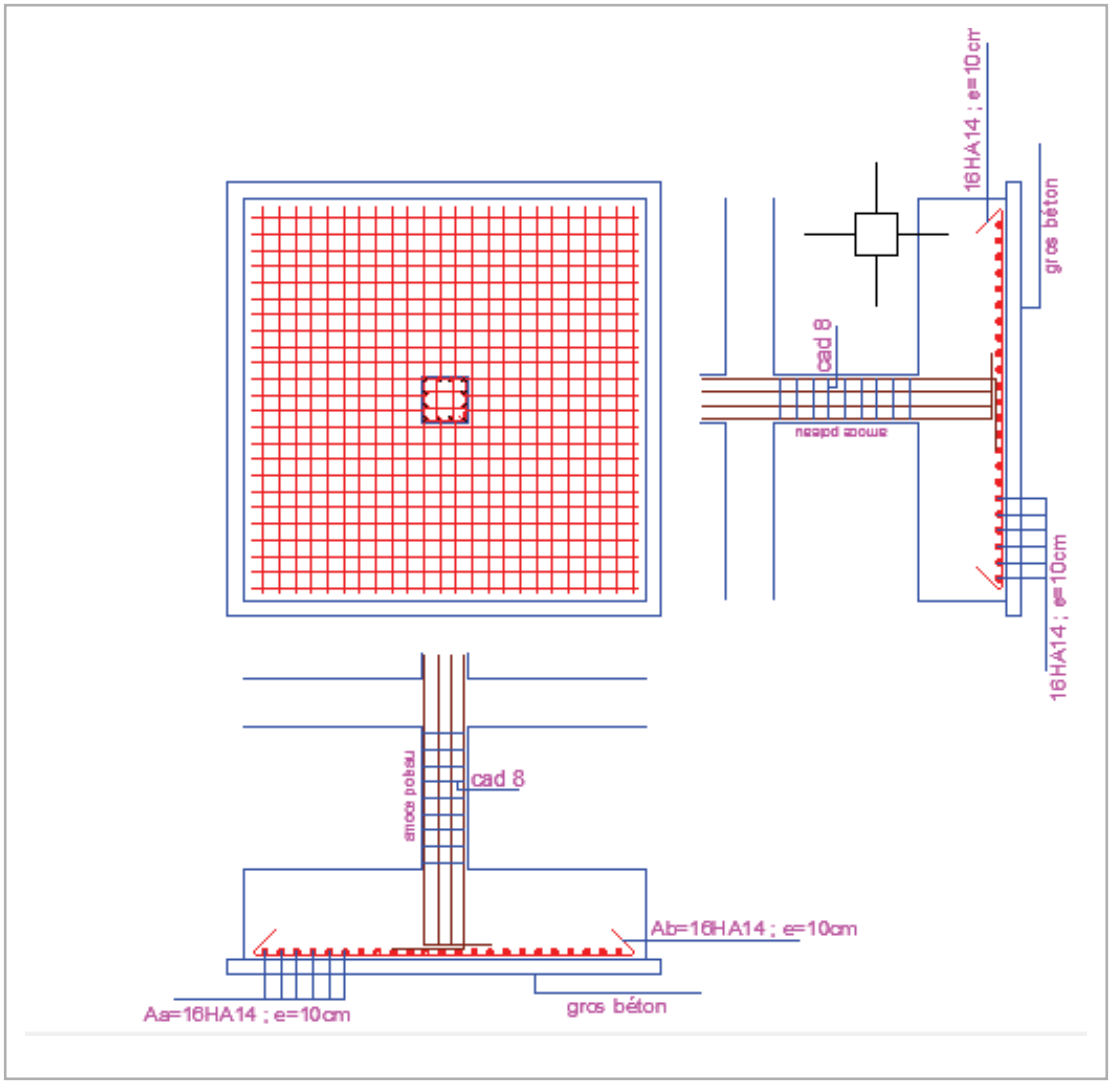


Figure VI.5. Ferraillage de semelle isolée

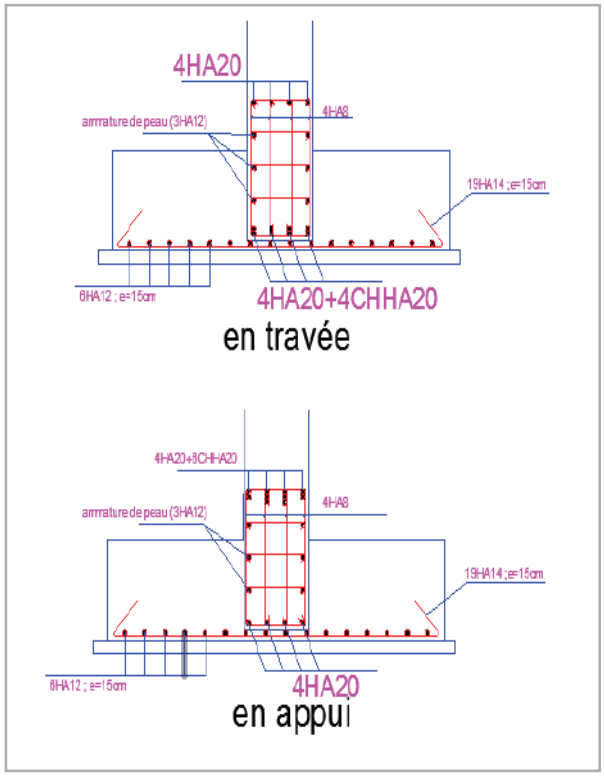


Figure VI.6. Ferraillage de S.F sous poteaux.

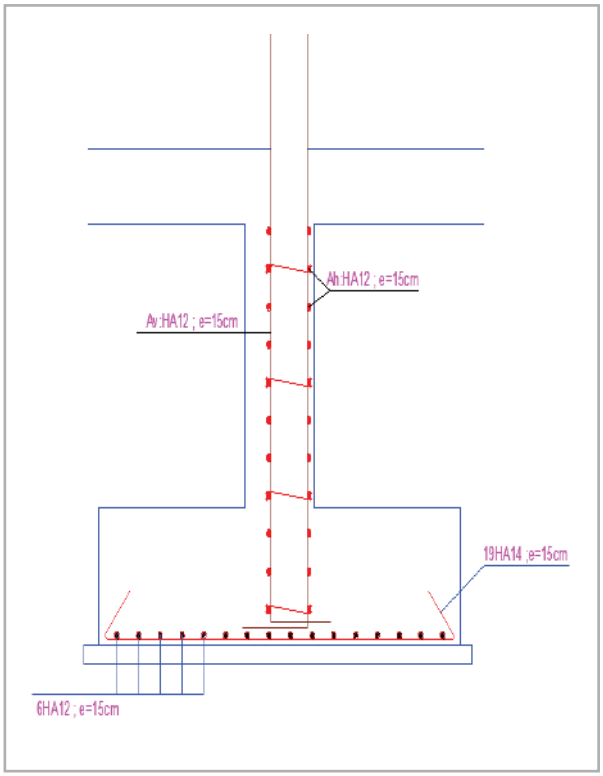


Figure VI.7. Ferraillage de S.F sous voile.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude nous a obligé à faire des efforts de recherches et consultations des ouvrages Ce qui nous a permis d'enrichir nos connaissances scientifiques et techniques dans le domaine de la construction et la réglementation afférente.

Acquérir ces connaissances nous a facilité notre travail de dimensionnement des éléments de bâtiment et définition des charges et résistances pour abouter à une bonne viabilité de l'ouvrage visé par cette étude.

Notre but principal était de réduire, d'une façon optimale les effets des risques naturels sur notre bâtiment toute en assurant la sécurité.

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.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.45).
- [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.
- [4] : Rapport de sol (SETAM-MEDEA).

Manuels techniques :

Logiciels :

- SAP 2000.V.17.1.1
- AUTO CAD 2013
- Expert 2010
- Application SOCOTEC

Autres documents :

- [5] : Cours de Béton Armé (Olivier Gagliardini).
- [6] : DAVIDOVICI-Formulaire-BA.
- [7] : La construction en zone sismique (VICTOR DAVIDOVICI).