REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC + 5 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles

Présenté par :

- BENKHOUCHA Ameur
- BOUCHIBANE Mohamed Amine

Dirigé par :

LACHENANI Amina

Promotion Juin 2019

ملخص

هذ المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق أرضي+خمسة طوابق) ,
و المقرر بناؤها في ولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99» و قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».
الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un RDC + 5 étages qui sera implantée à Wilaya d'Alger, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de forte sismicité *(*Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

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

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V21.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of underground Ground for dealing +5 floors, which will be established in Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V21.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation ; seismic study.


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciment

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur
- Mme. Lachenani Amina

pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Tenons à remercier également ***Mr. OULD TURKI BENAISSA*** *pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

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

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

« MERCI »

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A mon père ;

A ma chère mère ;

A mes frères;

A tout ma famille ;

Et tous mes amis proches ;

A mon binôme : ameur benkhoucha;
Et a Tous mes collègues génie civil promotion 2019.

bouchibane mohamed amine

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la Patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mon très cher méré;
A mes chères sœurs

qui ont été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie ;

A tous les enfants de ma famille sans exception ;

A tout ma famille ;

Et tous mes amis proches;

A mon binôme : ***bouchibane mohamed amine****;*

Et à tous mes collègues génie civil promotion 2019

Benkhoucha ameur.

Sommaire

Chapitre I. présentation de l'ouvrage.

I.1. présentation de l'ouvrage……..1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……1

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment…….....1

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment…….……1

I.3. Caractéristique structurelles…….....2

I.3.1 Système de contreventement……...……2

I.3.2. Planchers ……2

I.3.3. Maçonnerie ……..…..2

I.3.4. L'acrotère ……...….2

I.3.5. Les escaliers …….…..2

I.3.6. Infrastructure ……..2

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux……...…….2

I.4.1. Le béton……..……3

I.4.2. Les aciers ……...……3

I.5.Conclusion…….4

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. Introduction…….…5

II.2. Prédimensionnement des planchers……..……...5

II.2.1. Planchers à corps creux …….……..5

II.2.2. Planchers dalles pleines……...….5

a) Critère de résistance ……..……..…6
b) Sécurité contre l'incendie ……..……...…….....6

II.3. Evaluation des charges et surcharges [DTR B.C 2.2]……..……..….6

II.3.1. Maçonnerie ……..……6

II.3.1.1.Murs intérieurs ……..……...….....6

II.3.1.2.Murs extérieurs ……..……...….6

II.3.1.3. plancher terrasse ……..……7

II.3.1.4. Plancher toiture ……...……..7

II.3.1.5. Plancher courant ……..……8

II.3.1.6. Charges d'exploitation ……..8

II.4. Pré dimensionnement des poutres ……..8

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……..……10

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement ……..…10

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f (2)……...…11

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} ……...…11

II.5.4. La surface reprise par le poteau ……..……...12

II.5.5. Descente des charges ……12

II.5.5.1. Charges d'exploitation ……...12

II.5.5.2.Charges permanentes et N_u ……..…13

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003……....14

II.6. Pré dimensionnement des voiles ……..14

II.7. Conclusion ……15

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction……..…16

III.2.l'acrotère ……..……16

III.2.1.Introduction……..…….16

III.2.2.Principe de calcul ……..…16

III.2.3.Évaluation des charges et surcharges ……...17

III.2.4.Calcul de ferraillage ……....17

III.2.5.Vérification des contraintes à l'E.L.S …….……18

III.3. Les escaliers…….....18

III.3.1.Introduction……...18

III.3.2.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……..19

III.3.2.1. Charges permanentes …….…….19

III.3.2.2. Charges exploitations……..…….19

III.3.3. Les sollicitation de l'escalier ……...…..19

III.3.4. Calcule le ferraillage ……..20

III.3.5.Calcul de la poutre palière …….....……21

III.3.5.1.Prédimensionnement ……...21

a) Evaluation des charges ……..….21

b) Calcul des efforts internes ……22

III.3.5.2.Ferraillage de la poutre palière ……...……..22

III.4.Plancher corps creux ……...23

III.4.1. La dalle de compression ……...24

III.6.2.Les poutrelles ……....24

a) Avant coulage ……..…24

b) Après coulage ……..……..26

III.5.Les dalles pleines ……29

III.5.1.Définition ……....…29

III.5.2.Principe de calcul……..……29

a) Travail externe ……..……29
b) Travail interne ……..…30

III.5.3.Hypothèse du calcul……..30

III.5.4.Evaluation des sollicitations……..…31

III.5.5.Les différents types des dalles pleines……..……31

III.5.6. Calcul des moments……....…31

III.5.7. Calcul du ferraillage à l'ELU……...32

Chapitre IV. Etude Dynamique

IV.1. Introduction……....….34

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003……....……..34

IV.2.1. Classification des zones sismique : [Art 3.1] (1)…….34

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance: [Art 3.2] (1)……..…..34

IV.2.3. Classification des sites: [Art 3.3] (1)……...…34

IV.3.Caractéristiques géométriques de la structure ……...……..34

IV.3.1. Le centre de masse…….……..35

IV.3.2. Le centre de torsion……..…35

IV.3.3. Disposition du voile des contreventements…….……36

a) 1ère disposition ……...36
b) 2ème disposition ……..36
c) 3ème disposition …….….36

d) 4ème disposition ……..……37

e) 5ème disposition ……..37

IV.3.4. Calcul de centre de masse ……....38

IV.3.5. Calcul de centre de torsion ……...39

IV.3.6. Calcul d'excentricité…….39

IV.4. Choix de la méthode de calcul……...…..41

IV.4.1. Introduction ……..41

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente……..41

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale…….….41

IV.4.3.1. Principe …….……41

IV.4.3.2. Modélisation ……...…..41

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul…….41

a) Coefficient d'accélération A ……42
b) Facteur de correction d'amortissement η ……..…42
c) Coefficient de comportement R ……..…….42
d) Facteur de qualité Q ……...43

IV.5.Résultats de l'analyse dynamique ……..…..45

IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes ……..…..45

IV.5.2. Vérification de participation massique ……..…..47

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base …….47

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement …….……..49

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête ……...51

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages ……...……51

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments……...……54

IV.5.8. Vérification de l'effort normale réduit à la base……..54

IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ……...……..55

IV.6.Conclusion générale…….…….56

Chapitre V. Ferraillage Des Elément Résistant

V.1. Introduction……...……57

V.2. Ferraillage des poutres ……..…58

V.2.1.Introduction …….58

V.2.2.Recommandations du RPA 99 ……..……..58

V.2.2.1. Armatures longitudinales ……58

V.2.2.2. Armatures transversales …….…….59

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 et CBA93 …….59

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS ……....60

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……61

V.2.6. Calcul des armatures transversales…….....61

V.2.7. Vérification de la flèche……...…..62

V.3. Ferraillage des poteaux ……64

V.3.1.Introduction …….64

V.3.2.Détermination des armatures longitudinales……...…….64

V.3.2.1.Recommendation des règlements……..…….64

V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage…….…65

V.3.2.3.Etat limite de stabilité de forme……...…..65

V.3.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance…….....66

V.3.2.5.Vérification selon le RPA et CBA…….……67

V.3.2.6.Vérification des contraintes à l'ELS……..…67

V.3.3.Détermination des armatures transversales…….....68

V.3.3.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u……...……..68

V.3.3.2.Contrainte tangente admissible $\tau_{u\ adm}$ ……..…68

V.3.3.3.Calcul les armatures transversales……..….69

V.4. Ferraillage des voiles ……72

V.4.1.Les voiles pleines……...…72

V.4.1.1.Les armatures verticales……..…….72

V.4.1.2.Les armatures horizontales……...…74

V.4.1.3.Armatures transversales……...75

V.4.2.Les voiles avec files d'ouvertures……...…76

V.4.2.1.Les trumeaux…….76

V.4.2.1.1. Les armatures verticales……..……..76

V.4.2.1.2. Les armatures horizontales……...…….77

V.4.2.2. Les linteaux…….……77

V.4.2.2.1. Recommandations réglementaire ……...…….78

V.4.2.2.2. Ferraillage des linteaux ……..….78

V.5. Conclusion ……80

Chapitre IV : Calcul de fondation

VI.1.Etude du sol ……82

VI.1.1.Introduction……..……..82

VI.1.2.situation du projet…….…….82

VI.1.3.Compagne d'investigation …….....….82

VI.1.4. Nature du sol ……..…..82

VI.2. Etude des fondations……82

VI.2.1. Introduction……..82

VI.3. Fonctions assurées par les fondations……...….…83

VI.4.Choix du type de fondation……..……83

VI.4.1.Semelle isolée……..…….84

VI.5.Semelle filante (continue)…….....87

VI.6. Les longrines……..….94

VI.6.1. Introduction…….....94

VI.6.2. Pré dimensionnement……..……94

VI.6.3. Détermination des sollicitations……...…….....……..95

VI.6.4. Calcul du ferraillage……...……..……95

VI.6.5. Recommandation des règlements……...…….....……...95

VI.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS……...…….....……..96

VI.6.7. Vérification de la contrainte de cisaillement……...…….....96

Liste des tableaux

Chapitre I. présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1. Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours……...…3

Tableau I.2.Autres caractéristiques du béton……3

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...3

Tableau I.4. Autres caractéristiques de l'acier…….....4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs…….....6

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs…….....6

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse**…….**……7

Tableau II.4. Charge permanente du plancher toiture ……..……...……..7

Tableau II.5. Charge permanente du plancher courant …..…….....8

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres…….……...9

Tableau II.7. Calcul de $\overline{N_u}$ ….....11

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations …….…….....13

Tableau II.9. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$) …….....13

Tableau II.10. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$) **……...**……....13

Tableau II.11. Vérification vis-à-vis du RPA93 Version 2003 …….....14

Chapitre III : Les éléments secondaires

Tableau III.1. Les efforts à l'ELU et l'ELS ……...……...17

Tableau III.2. Les sections d'armature…….……...17

Tableau III.3. Vérification des contraintes. …….…….…..18

Tableau III.4. Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier …….....19

Tableau III.5. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier. ……..19

Tableau III.6. Combinaisons des charges. …….…….…..…..19

Tableau III.7. Résultat de calcule. ……..……..……..……20

Tableau III.8. Résultat des armature de l'escalier . ……..……20

Tableau III.9. Vérification de contrainte normales à l'ELS ……..……..20

Tableau III.10. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU ……...20

Tableau III.11. Vérification des flèches. ……20

Tableau III.12.Vérification de la flèche de l'escalier. ……21

Tableau III.13. Pré dimensionnement de la poutre palière. ……..21

Tableau III.14. Ferraillage de la poutre palière. ……22

Tableau III.15. Vérification des contraintes à l'E.L.S de la poutre palière …….……...22

Tableau III.16. Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière……...23

Tableau III.17. Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière.....23

Tableau III.18. Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière. **……..**23

Tableau.III.19. Charges permanentes et Surcharges d'exploitations des poutrelles. …….25

Tableau III.20. Calcul des moments. ……..…25

Tableau III.21. Calcul de nombre d'étaiement……25

Tableau III.22. Evaluation des charges et surcharges ……26

Tableau III.23.Récapitulation des efforts internes :……...28

Tableau III.24. Calcul des armatures longitudinales …….…….28

Tableau III.25. Calcul et vérification des armatures …….……28

Tableau III.26. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU ……..……28

Tableau III.27. Vérification des flèches ……..…29

Tableau III.28. Evaluation des sollicitations ……..…….……..……31

Tableau III.29. Résultats de ferraillage à l'ELU…….....32

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS…….…....32

Tableau III.31. Vérification de l'effort tranchant……..……..…33

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse ……..……..38

Tableau IV.2. Calcul de centre de masse total de la structure ……..…39

Tableau IV.3. Calcul de centre de torsion ……...…….....39

Tableau IV.4. Calcul de centre de torsion globale ……39

Tableau IV.5.Calcule d'excentricité théorique ……40

Tableau IV.6. Calcule d'excentricité totale …….……....…….41

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant x…….. ……42

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement R suivant x en %. 43

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant y. ……43

Tableau IV.10.Choix du coefficient de comportement R suivant y en %. ……43

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure……44

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes. …….……...45

Tableau IV.13. Vérification de participation massique. ……47

Tableau IV.14. Période fondamentale suivant les deux directions…….48

Tableau IV.15.Calcul de la force sismique. ……49

Tableau IV.16.Vérification de la résultante des forces sismique de calcul. ……...49

Tableau IV.17.Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur.. ...50

Tableau IV.18.Calcul du moment stabilisant. ……..……51

Tableau IV.19. Vérification des déplacements en tête. ……51

Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter-étages suivant X. ……..52

Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter-étages suivant Y. ……..53

Tableau IV.22. Vérification di cisaillement des éléments. ……54

Tableau IV.23. Vérification de l'effort normale réduit à la base. ……..55

Tableau IV.24.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y). …….59

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1.Les données de calcul…….58

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales. ……...59

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. ……..59

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des chainages. …….59

Tableau V.5.Vérification des poutres principales. ……..60

Tableau V.6.Vérification des poutres secondaires. …….60

Tableau V.7.Vérification des chainages. ……60

Tableau V.8. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$…….60

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. ……..60

Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. ……...61

Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS des chainages. ……..61

Tableau V.12. Calcul de $\tau_{u\ adm}$……61

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres. ……61

Tableau V.14. Calcul des armatures transversales et leur espacement. ……62

Tableau V.15.Vérification de la flèche des poutres. …….……63

Tableau III.16. Récapitulation des résultats de la flèche…….…….….63

Tableau III.17. Correction des moments dans les poteaux ……..……66

Tableau III.18.Les données de calcul…….66

Tableau III.19. Calcul des ferraillages des poteaux à l'ELU. ……67

Tableau III.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux. ……67

Tableau V.21. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$……...……67

Tableau V.22. Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS. …….....68

Tableau V.23. Calcul de $\tau_{u\ adm}$……68

Tableau V.24. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux. ……..69

Tableau V.25. Les armatures transversales et leurs espacements. ……..71

Tableau V.26. Vérification de la quantité d'armatures transversales. …….....71

Tableau V.27. Les données de calcul……..73

Tableau V.28. Les armatures verticales dans les voiles pleines (sens longitudinales)……73

Tableau V.29. Les armatures verticales et l'espacement dans les voiles pleines……74

Tableau V.30. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$……..74

Tableau V.31. Vérification des armatures à l'ELS des voiles…….74

Tableau V.32. Calcul des armatures horizontales…….……...75

Tableau V.33 : Vérification des contraintes des cisaillements……..……..75

Tableau V.34. Diamètre des armatures transversales……...……..76

Tableau V.35. Calcul les armatures verticales…….....76

Tableau V.36. Calcul les armatures verticales……77

Tableau V.37. Vérification des armatures à l'ELS des voiles……77

Tableau V.38. Calcul des armatures horizontales……77

Tableau V.39 : Vérification des contraintes des cisaillements……77

Tableau V.40 : Calcul des armatures des linteaux……...80

Tableau V.41. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux……..80

Tableau V.42. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux……..80

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau.VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……...85

Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées. ……85

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des semelles isolées S1, S2 à l'E……86

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2,3) à l'ELU ……86

Tableau VI.5 : Ferraillage final des semelles isolées TYPE (1, 2 ,3) et leur espacement….. 86

Tableau VI.6:Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées TYPE (1, 2)…86

Tableau VI.7 :Vérification de la stabilité au renversement des semelles

isolées TYPE (1, 2)……...87

Tableau.VI.8. Dimensionnement des semelles filantes……...87

Tableau.VI.9. Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS…….....88

Tableau.VI.10. Vérification de la stabilité au renversement……...88

Tableau.VI.11: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……..……88

Tableau VI.12 : Dimensionnement de la poutre de libage……..…88

Tableau VI.13 Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……..90

Tableau VI.14 Ferraillages des semelles filantes sous voiles…….90

Tableau VI.15: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……91

Tableau VI.16 Ferraillages des armatures principales de la semelle……...91

Tableau VI.17 Ferraillages des armatures de répartition de la semelle……...91

Tableau VI.18 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….91

Tableau VI.19 Détermination des sollicitations de la poutre de libage…….....92

Tableau VI.20 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….92

Tableau VI.21 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…92.

Tableau VI.22 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….93

Tableau VI.23 Armature de peau ……..93

Tableau.VI.24. Valeurs de coefficient α……95

Tableau.VI.25. Ferraillage longitudinales des longrines…….....96

Tableau.VI.26. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……..96

Tableau.VI.27. Calcul des armatures transversales et leur espacement……97

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.

Figure. I.1. Vue en plan de la structure…….…1

Chapitre II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1. Composants d'un plancher terrasse……7
Figure.II.2.position de la poutre principale et poutre secondaire …….9
Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (B-2) ……..12

Chapitre III: CALCUL LES ELELMENT SECONDAIRE

Figure III.1.dimension de l'acrotère.....16
Figure III.2.Ferraillage de l'acrotère……..17
Figure III.3. Schéma statique de l'escalier…….18
Figure III.4: Schéma statique équivalent de la poutre palière……21
Figure III.5: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU et b l'ELS……..22
Figure III.6.diagramme des moments de la poutrelle…….27
Figure III.7.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle……...27
Figure III.8. Ferraillage des poutrelles ……..30
Figure III.9.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 3 appuis…….32

Chapitre IV: ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.1ère disposition des voiles……36
Figure IV.2.2ème disposition des voiles……...36
Figure IV.3.3ème disposition des voiles……...37
Figure IV.4.4ème disposition des voiles……...37
Figure IV.5.5ème disposition des voiles……...38
Figure IV.6.La vue en 2D (plan X-Z)…….38
Figure IV.7.La disposition du centre de masse et centre de torsion. …….40
Figure IV.8.Spectre de réponse X ……..45
Figure IV.9.Spectre de réponse Y……...45
Figure IV.10.Le comportement des trois premiers modes……..47
Figure IV-11 concentration des forces sismique aux étages suivants X…….50
Figure IV.12 concentration des force sismique aux étages suivants Y……51

Chapitre V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Figure V.1. Poutre principale (30 x 40). ……..63
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principale (30 x 40). ……63
Figure V.3. Poutre secondaire (30 x 35). ……64
Figure V.4. Disposition des armatures des poutres secondaire (30 x 35). ……..64
Figure V.5. Ferraillage des poteaux ……72
Figure V.6. Disposition des armatures des voile……..81
Figure V.6. position des voile……...81

Chapitre VI : ETUDE DE SOL

Figure VI.1 : chevauchement des bulbes de pression sous la semelle…….86
Figure VI.2. Position des semelles filant et isolle……89
Figure VI.3. ferraillage des semelle isolle.……..94
Figure VI.5. ferraillage des semelle fillante continue……..95
Figure VI.6. ferraillage des semelle fillante sous poteau…….95
Figure VI.7. ferraillage des longrine……99

Notation

- **Majuscules romaines**

A: section d'acier tendue.

A': section d'acier comprimée.

A_{max}: section d'acier maximal.

A_{min}: section d'acier minimal.

A_t: section d'acier transversal.

$A_{rép}$: section d'acier de repartition.

B: aire du béton.

B_r: section réduite du béton d'un poteau.

L_t: largeur de la section tendue.

ELU: état limite ultime.

ELS: état limite service.

SPT: section partiellement tendue

SPC: section partiellement comprimée.

E_{vj}: module de deformation longitudinal différée du béton.

E_{ij}: module de deformation longitudinal instantanée du béton.

G: module d'élasticité transversal.

E_s: module de deformation longitudinal de l'acier.

I: moment d'inertie.

M_0: moment isostatique.

M_t: moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a: moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser}: moment fléchissant à l'ELS.

N: effort normal.

N_{ser}: effort normal à l'ELS.

N_u: effort normal à l'ELU.

T_u: effort trenchant ultime.

G: charge permanente.

Q: charge exploitation.

E: charge sismique.

ZN: zone nodale.

ZC: zone courant.

- **Minuscules romaines**

h: hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

b_0 : largeur de la nervure du béton (section en T).

d : hauteur utile d'une section.

f : la flèche.

e_p : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à «j» jours.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à«28» jours

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : résistance conventionnelle de la traction du béton à «j» jours.

f_{t28} : résistance conventionnelle de la traction du béton à «28» jours.

i : rayon de giration.

l_f : langueur de flambement.

S_t: espacement d'armature transversale.

- **Majuscules grecques**

Δ : variation.

∑ : sommation.

Φ : diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

- **Minuscules grecques**

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ: coefficient de sécurité.

ε : déformation relative.

η : coefficient de fissuration.

λ : élancement mécanique.

μ : coefficient de frottement.

υ : coefficient de poisson.

ρ : rapport de deux dimension.

σ : contrainte normale.

τ : contrainte tangentielle.

δ : déplacement d'un niveau.

- **Autres notations**

RDC : rez-de-chaussée.

S-s : sous-sol.

S.F : semelle filante.

Acc : Accidentelle.

Références Bibliographiques

- **Documents réglementaires :**

❖ Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93…..**(2)**

❖ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99……**(1)**

❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2**……(3)**

- **Manuels techniques :**

❖ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

❖ Cours de formation

- **Logiciels :**

❖ SAP 2000 version 20.

❖ Robot expert.

❖ Auto-CAD

Introduction general

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les Nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur à cause du manque des surfaces en plan et la concentration des populations dans certaines villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

Le présent travail comporte une étude technique d'un bâtiment en (R+5) sous Forme de L implanté dans la wilaya d'Alger qui classée comme une zone de forte sismicité, cette étude a été menée selon le plan de travail suivant :

- Une présentation générale de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques Mécaniques des matériaux utilisés sont représenté dans le premier chapitre,
- le second chapitre dans ce travail est consacré pour le pré-dimensionnement de tous les éléments.
- le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, etc.…) fait l'objet de troisième chapitre.
-Pour l'étude dynamique et les caractéristiques géométriques de la structure (centre de masse, centre de torsion, excentricité) en utilisant le logiciel SAP2000V19, sont présenté dans Le quatrième chapitre.
-Le cinquième chapitre contient le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants Sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux.
- L'étude de l'infrastructure par la détermination et le choix de type de fondation Convenable ainsi que leurs dimensions et calcul du ferraillage est l'objet du sixième chapitre, Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment.

la structure porteuse est en béton armé sont choisi, avec :

cinq (05) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+5) à usage d'habitation.

L'ouvrage en question sera implanté a «Alger», classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- longueur totale de bâtiment : 19.17m.
- largeur totale du bâtiment : 17.70m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- hauteur des étages : 3,06m;
- Hauteur de rez-de-chaussée : 4.08 m
- hauteur totale du bâtiment : 19.38 m

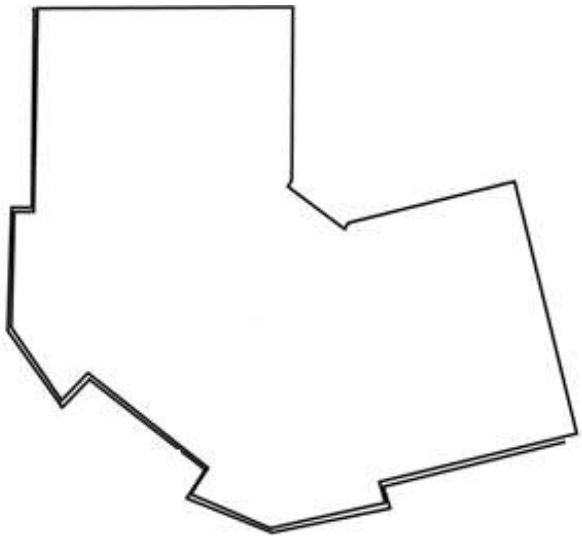


Figure. I.1. Vue en plan de la structure.

I.3. Caractéristique structurelles

I.3.1 Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8 m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.3.2. Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux
- Planchers à dalle pleine

I.3.3. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.5. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.3.6. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.4. Caractéristique mécanique 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 **(CBA93).**

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$.

Tableau I.1. Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.

$\mathbf{f_{c28}}$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ⇒ $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

Tableau I.2. Autres caractéristiques du béton.

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	**ELU**	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	Situation durable	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 MPa

I.4.2. Les aciers :

Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	ϕ 6 *et* ϕ 8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	T ≥ 10	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	0 ≤ ϕ ≤ 6	520

Tableau I.4. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="6">ELS</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159.40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130.42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

I.5.Conclusion

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa.

f_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28} = 2.1 MPa.

E_{i28} = 32164.2 MPa.

E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721.4 MPa.

σ_{bc} = 14.2 MPa Situation durable.

σ_{bc} = 18.5 MPa Situation accidentelle.

τ_u = 3.33 MPa Fissuration peu nuisible.

τ_u = 2.5 MPa Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

σ_{bc} = 15 MPa

f_eE400, f_e = 400MPa Pour les armatures longitudinales.

f_eE235, f_e = 235MPa Pour les armatures transversales.

σ_s = 201.63 MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à déterminer les 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, leurs rôle est de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, est celle est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Le règlement **CBA93** n'exige que $h_t \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est :

$$(L/20.5) \leq h_t \leq (L/20)$$

- h_t: l'épaisseur du plancher ;
- L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entre axe).

$L = 5.40$ m.

$21.6\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{540}{22.5} \Rightarrow ht \geq 24\text{cm}$

On prend : $h_t = 24$ cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type$(20+4)$ telle que : $h_t = d + e$

- ✓ d= 20cm (hauteur de corps creux).
- ✓ e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $h_t = (20+4)$ cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ➢ ht =16 cm d'où on a : 24 cm > 16cm (C.V).

II.2.2. Planchers dalles pleines :

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis .

a) Critère de résistance :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

✓ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e_p: épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 1.83m.

$$\frac{183}{45} \leq e \leq \frac{183}{40} \Rightarrow 4.06\,cm \leq e \leq 4.575cm$$

b) Sécurité contre l'incendie

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

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

Conclusion

Pour la dalle pleine on adoptera : e_p = 15cm

II. 3. Evaluation des charges et surcharges [DTR B.C 2.2]

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1.Murs intérieurs :

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
TOTAL				**1.62**	

II.3.1.2.Murs extérieurs :

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
3	Lame d'aire	-	-	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
TOTAL				**2.52**	

II.3.1.3. plancher terrasse

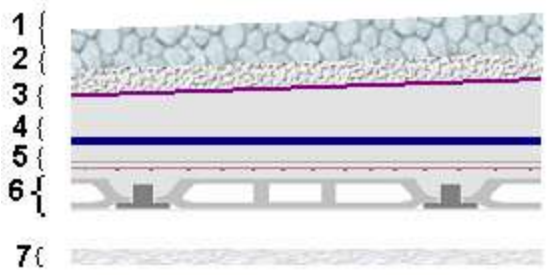


Figure II.1. Composants d'un plancher terrasse

•Charges permanentes

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Référence
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
2	Papier kraft	-	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
3	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
4	Plaque de Liège	0.04	4	0.03	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Pare vapeur	0.01	6	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
6	Film polyane	-	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
7	Plancher corps creux	0.20+0.04	-	3.30	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				**6.65**	

II.3.1.4. Plancher toiture :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher toiture

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	Bois de tuiles	/	2	2	Annexes A
2	Couverture en tuiles	/	/	0.45	C-5-D
3	Plancher corps creux	0.20+0.04	/	3.30	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
4	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				**6.11**	

II.3.1.5. Plancher courant :

Tableau II.5. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Référence
1	Carrelage	0.02	22	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revêtement du plancher
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revêtement du plancher
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	3.30	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
6	Les murs simple cloison	0.10	-	1.62	DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie
TOTAL				**6.46**	

II.3.1.6. Charges d'exploitation :

- Terrasse : Q=1kN/m²
- Logements : Q=1.5 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

- L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;
- h : la hauteur de la poutre ;
- b : la largeur de la poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: **Art [7.5.1](1)**

- h ≥30cm
- b ≥20 cm
- h/b ≤ 4
- Condition de rigidité ($h / L_{max} \geq 1 / 16$)

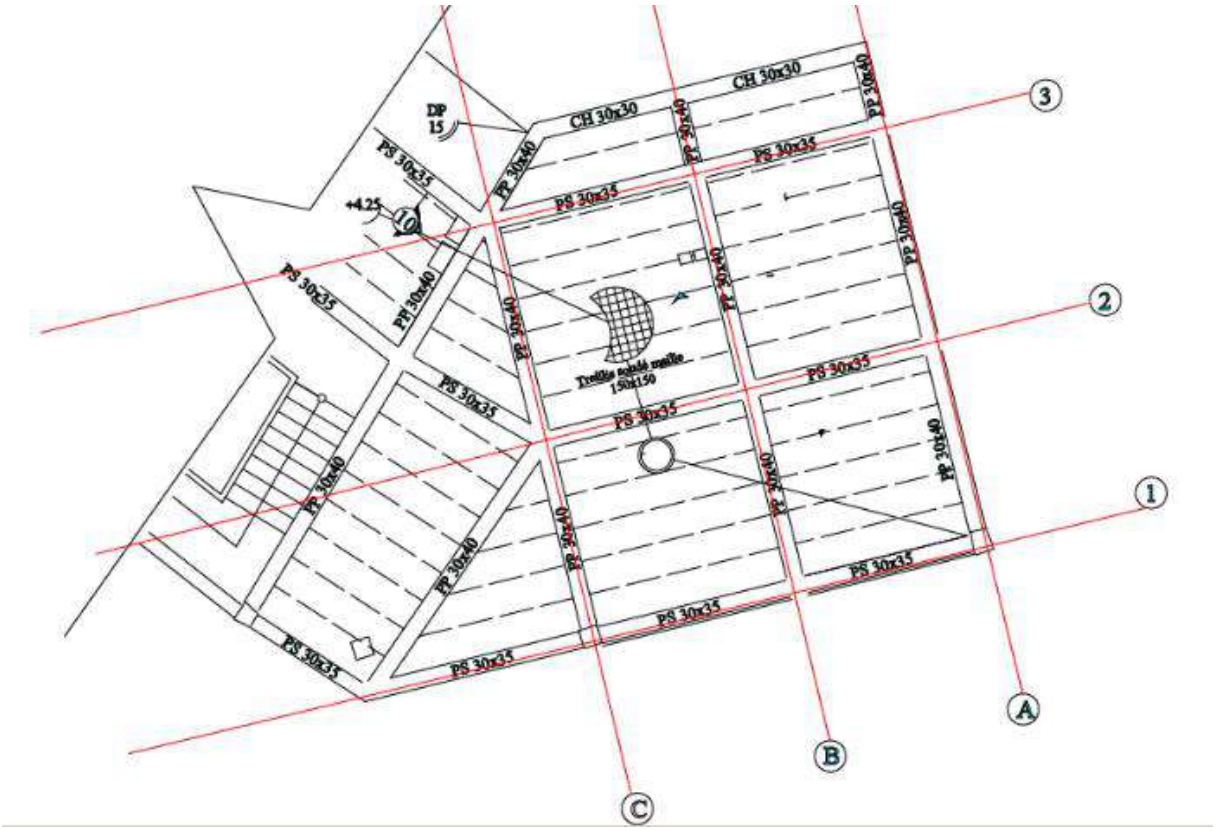


Figure. II.2.position de la poutre principale et poutre secondaire

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres .

	Poutersprincipals	Pouters secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.00m⇒ 33.33cm ≤ h ≤ 45.5cm on adopte : h =40cm ⇒12.00cm ≤ b ≤28.00 cm on adopte :b = 30cm	L_{max} = 5.10m ⇒34.00cm ≤ h ≤ 51.00cm on adopte: h = 30 cm ⇒9.00 cm ≤ b ≤ 21.00 cm on adopt b = 30cm
Verification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm ; h/b=1.33 ≤4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm ; h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de régidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08) ≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0933) ≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h =35 cm ; b = 30cm

Conclusion :

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm² ;

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.4. 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 descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G+1,5Q), et selon le**[ArtB.8.1.1](2)** cette charge peut être majorée de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, donc dans notre cas cette charge devienne :(N_u*=1.15N_u).

II.4.1.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 RPA99 version 2003 : **[Art 7.5.1](2)**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone III*

$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On a : $N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$ **[Art B.8.4.1](2)**Avec:

- $\bar{N}$u::Effort normal admissible à l'ELU;
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r = (b-2cm)*(h-2cm) » ;
- γ_b=1,50etγ_s=1,15: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable) ;
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$) ;
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

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

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

Où :

i : Rayon de giration ;

λ : L'élancement géométrique ;

L_f : Longueur de flambement.

II.4.2. Calcul de la longueur de flambement L_f (2):

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

- 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins même raideur que lui dans le sens considéré.
- L0 : dans les autres cas.

Dans notre projet on a :

- ✓ L0 =4.08 m ⇒ L_f =0.7 L0 ⇒⇒ L_f = 2.856 m pour RDC
- ✓ L0 =3.06 m ⇒ L_f =0.7 L0 ⇒⇒ L_f = 2.142 m pour les autres étagés

II.4.3. Calcul de l'effort N_{adm} :

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

- Une section de **(35x35) cm²** pour le 1ére étage et RDC
- Une section de **(30x30) cm²** pour le 5éme ; 4éme 3éme ; 2éme étage

Tableau II.7. Calcul de $\overline{N_u}$ pour

	Dimension	B_r (cm²)	λ	α	A_s (cm²)	$\overline{N_u}$ (kN)
Le 5éme étage	30x30	784	24.73	0.77	0.9	1146.202
Le 4éme étage	30x30	784	24.73	0.77	0.9	1146.202
Le 3éme étage	30x30	784	24.73	0.77	0.9	1146.202
Le 2éme étage	30x30	784	24.73	0.77	0.9	1146.202
Le 1éme étage	35x35	1089	21.20	0.79	1.225	1630.72
RDC	35x35	1089	28.27	0.75	1.225	1548.39

II.4.4. La surface reprise par le poteau :

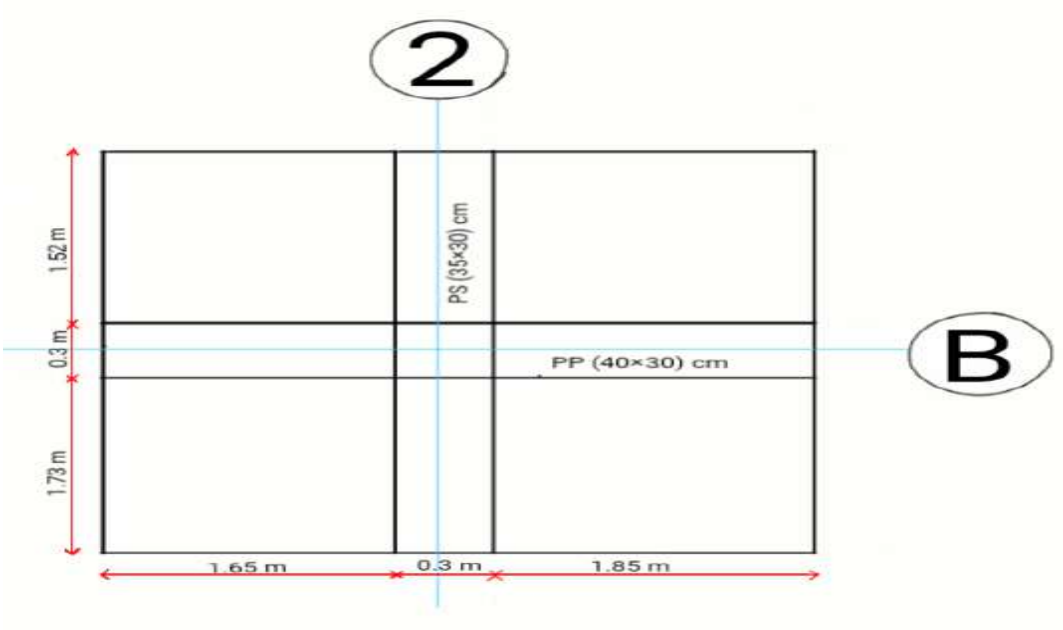


Figure II.. Le poteau le plus sollicité (B-2)

La surface des planches

S_p= (1.65+1.85) (1,52+ 1.73) ⇛S_p=11.375 m².

S_t = (1.88+1.675) (1.80+2)⇛S_t =13.50 m^2

On adopte le même calcul pour les déférentes sections des poteaux.

II.4.5. Descente des charges : [Art 6.3](3)

II.4.5.1. Charges d'exploitation :

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

$$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+ \ldots\ldots\ldots\ldots +Q_n)$$

Avec :

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

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations

	$Q_{(kN/m^2)}$	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cum(kN)}$
5^{eme}étage	1	Q_0	13.50		13.5
4^{eme}étage	1.5	Q_1	20.25	1	20.25
3^{eme}étage	1.5	Q_2	20.25	0.95	38.475
2^{eme} étage	1.5	Q_3	20.25	0.9	54.675
1^{eme}étage	1.5	Q_4	20.25	0.85	68.85
RDC	1.5	Q_5	20.25	0.8	81

II.4.5.2. Charges permanentes et N_u :

Ce tableau pour les cinq étage (, le $5^{éme}$, le $4^{éme}$, $3^{éme}$,$2^{éme}$, et $1^{éme}$étage, et RDC)

Tableau II.9. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$)

	$G_{plancher(KN)}$	$G_{pot(KN)}$	$G_{pp(KN)}$	$G_{ps(KN)}$	$G_{(KN)}$	$G_{cum(KN)}$
5	64.35	6.88	10.5	8.53	90.27	90.27
4	68.33	6.88	10.5	8.53	94.25	184.52
3	68.33	6.88	10.5	8.53	94.25	278.77
2	68.33	6.88	10.5	8.53	94.25	373.02
1	68.33	6.88	10.5	8.53	94.25	467.27
RDC	68.33	129.18	10.5	8.53	96.54	563.81

Tableau II.10. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$)

étagé	$G_{cum(KN)}$	$Q_{um(kN)}$	$N_{U(kN)}$	$1,15*N_U$	$N_{U(kN)}$	vérification
5	90.27	13.5	121.86	140.14	1146.20	Vérifiée
4	184.52	20.25	279.47	321.39	1146.20	Vérifiée
3	278.77	38.48	434.05	499.16	1146.20	Vérifiée
2	373.02	54.68	585.58	673.43	1146.20	Vérifiée
1	467.27	68.85	734.09	844.20	1630.72	Vérifiée
RDC	563.81	81	882.65	1015.05	1548.39	Vérifiée

II.4.6. Vérification selon le RPA99 version 2003:[Art 7.4.1] (1)

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$ (Zone III)

$1/4 \leq (b_1/h_1) \leq 4$

Tableau II.11. Vérification vis-à-vis du RPA93 Version 2003

étages	Application des conditions	Vérification
5 éme, le 4 éme et le 3 éme, 2éme étage	Min (30, 30) = 30 cm ≥ 30cm Min (30, 30) = 30 cm ≥ (306 /20)= 15.3cm 1/4 ≤ (30/30) = 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
le 1 éme étage	Min (35, 35) = 35 cm ≥ 30cm Min (35, 35) = 35 cm ≥ (306 /20)= 15.3cm 1/4 ≤ (35/35) = 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
le RDC	Min (35, 35) = 35 cm ≥ 30cm Min (35, 35) = 35 cm ≥ (408 /20)= 20.4cm 1/4 ≤ (35/35) = 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales selon le facteur de comportement (R)

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.

Dans notre cas on a :

He = 4.08 – 0.30 = 3.78 m pour (RDC)

He = 3.06 – 0.30 = 2.76 m pour les autre étages

$a_{MAX\,(RDC)} \geq (15\text{ cm} ; h_e/22)$

$\Rightarrow a_{MAX(RDC)} \geq (15\text{ cm} ; 17\text{ cm})$

$a_{MAX} \geq 17\text{ cm} \Rightarrow$ Donc on adopte : a = 17 cm

$a_{MAX\,(\text{étages})} \geq (15\text{ cm} ; h_e/22)$

$\Rightarrow a_{MAX(\text{étages})} \geq (15\text{ cm} ; 12.55\text{ cm})$

$a_{MAX} \geq 15\text{ cm} \Rightarrow$ Donc on adopte : a = 15 cm

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que les dimensionnements des éléments résistes sont :

- Le plancher : (20+4) cm
- Dalle pleine : 15 cm
- La poutre principale : (30* 40) cm
- La poutre secondaire : (30* 35) cm
- Les poteaux :

(30 x 30) cm^2 pour le $5^{éme}$, le $4^{éme}$, $3^{éme}$, $2^{éme}$étage

(35 x 35) cm^2 pour le $5^{éme}$, le $1^{éme}$étage, et le RDC,

- L'épaisseur du voile : 17 cm pour RDC et 15 cm pour les autre étage

III.1. Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant ; certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives du règlement parasismique Algérien.

Dans le présent chapitre, on aborde le calcul des éléments secondaires à savoir :

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les escaliers ;
- Les dalles pleines.

III.2.l'acrotère :

III.2.1.Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, son rôle est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.2.2.Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

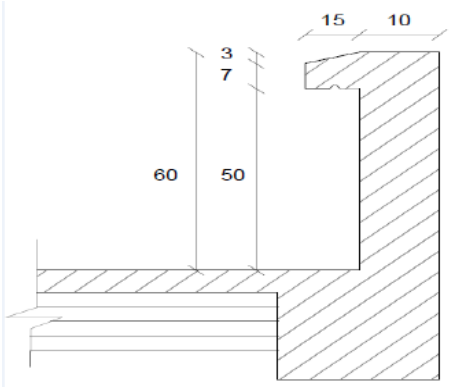


Figure III.1.dimension de l'acrotère

III.2.3.Évaluation des charges et surcharges :

TableauIII.1. Les efforts à l'ELU et l'ELS

G = 1,875 (KN/ml)	**ELU**	
	Effort normal	N_U = 1,35G = 1,35x1.875 = 2.53 (KN/ml)
	Moment	M_U = 1,5.Q.h =1,5x1x0.6 = 0.9 (KN/ml)
	Effort tranchant	T_U = 1,5.Q = 1,5 (KN/ml)
Q = 1(KN/ml)	**ELS**	
	Effort normal	N_{ser} = G = 1,875(KN/ml)
	Moment	M_{ser} = Q.h = 1x0,6 = 0,6 (KN/ml)
	Effort tranchant	T_{ser} = Q =1(KN/ml)

III.2.4.Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

- Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.2. Les sections d'armatures.

f_{c28} = 25MPa	f_{tj} = 3MPa	F_e = 400MPa	σ_{badm}= 15 MPa	σ_{sadm}= 201.63 MPa
A= 4.4 cm^2	$A_{choisie}$ = 7 HA 10 = 5.50 cm^2/ml			S_t = 15 cm
A_{rep}= 1.38 cm^2	A rep choisie = 4 HA 8 = 2.01 cm^2/ml			S_t = 15 cm

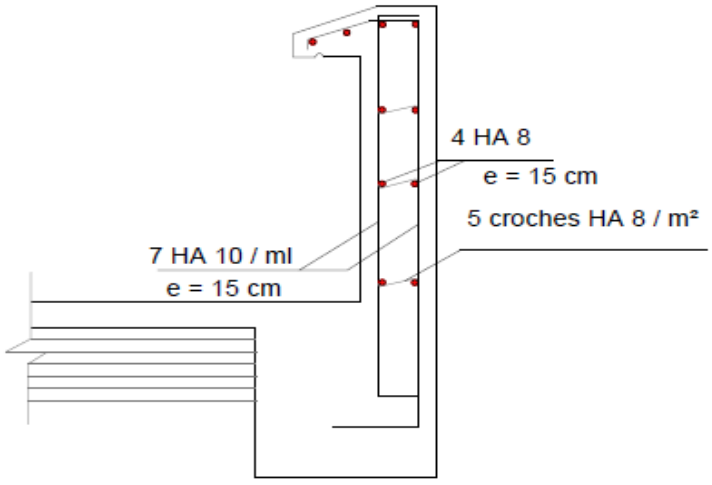


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère

III.2.5.Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau III.3. Vérification des contraintes.

Vérification des contraintes à l'E.L.S				Vérification au cisaillement		
σ_b= 0.34 MPa	σ_{badm}= 15 MPa	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$ Vérifiée		τ_u = 0.02 MPa	τ_{adm}= 2.5 MPa	Vérifiée
σ_S= 2.16 MPa	σ'_S= 2.64 MPa	σ_{sadm} = 201.63 MPa	Vérifiée			

III.3. Les escaliers:

III.3.1.Introduction:

Par définition l'escalier est l'élément d'ouvrage permettant de passe a pied d'un étage de bâtiment

à un autre.il est compose d une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des palliers

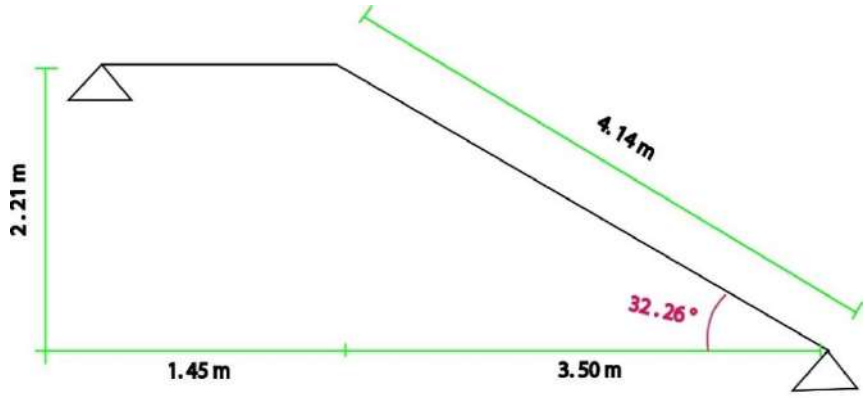


Figure III.3. schéma statique de l'escalier

Calcule l'épaisseur de l'escalier : L = 5.59 m

L / 35 ≤ e ≤ L /30 avec L =5.59 m

15.97 cm ≤ e ≤ 18.63 cm ⇒ donc on choisit e = 20 cm

III.3.2.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:

III.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau III.4. Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques ($KN.m^3$)	Poids surfaciques ($KN.m^2$)	référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes VI-A
4	Dalle du palier	0.2	25	5	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**6.70**	

Tableau III.5. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques ($KN.m^3$)	Poids surfaciques ($KN.m^2$)	référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes VI-A
4	Dalle du paillasse	20 / cos α	25	5.91	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Les marches	h / 2	25	2.13	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**9.75**	

III.3.2.2. Charges d'exploitations: DTR B.C.2.2 art [7.2.1]

$Q = 2.5\ (KN/m^2)$

Tableau III.6. Combinaisons des charges.

			ELU	ELS
	$G(KN/m^2)$	$Q\ (KN/m^2)$	$P_u = 1.35G+1.5Q\ (KN/m)$	$P_{ser}= G + Q(KN/m)$
Paillasse	9.75	2.5	16.91	12.5
Palier	6.70	2.5	12.80	9.20

III.3.3. Les sollicitation de l'escalier :

Les sollicitations en travée et en appuis sont :

Tableau III.7. Résultat de calcule.

	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	T_u(KN)
ELU	54.32	31.95	25.84
ELS	39.32	23.13	-

III.3.4. Calcule le ferraillage :

Tableau III.8. Résultat des armature de l'escalier .

	M_u(KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)
travée	54.32	0.124	0.0.934	0	9.55	10HA14=15.39	2	3.84	5HA10=3.92
appuis	31.95	0.073	0.962	0	5.45	4HA14=6.15	2	1.53	2HA10=1.57

Les vérifications:

- **Vérification de contrainte normales à l'ELS: [2] Art.A.4.5.3**

Tableau III.9. Vérification de contrainte normales à l'ELS

	A(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	M_s(KN/m)	K(KN/m^3)	σ_b(MPa)	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$
travée	15.39	6.97	36883.82	39.32	106.6	7.4	15	Vérifiée
appuis	6.15	4.83	4743.2	23.132	124.59	6.01	15	Vérifiée

- **Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU: [2] Art.A.5.1.2.1.1**

Tableau III.10. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Vérification			
$V_{u\ max}$(KN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u\ adm}$(MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$
46.5	0.27	3.33	Condition vérifie

- **Vérification des flèches à l'ELS:[2] Art.B.6.5.3**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Tableau III.11. Vérification des flèches.

1ére condition	2éme condition	3éme condition
$h / L \geq M_t / (10\ M_0)$	$A / (b_0.\ d) \leq 4.2 / f_e$	$h / L \geq 1 / 16$
$h / L = 0.2 / 5.59 = 0.03$ $M_t / (10\ M_0) = 39.32 / (10 \times 46.26) = 0.08$ $0.03 \geq 0.08$	$A / (b_0.\ d) = 39.32 / (100 \times 17.5) = 0.008$ $4.2 / f_e = 4.2 / 400 = 0.010$ $0.007 \leq 0.010$	$h / L = 0.2 / 5.59 = 0.03$ $1 / 16 = 0.06$ $0.03 \leq 0.06$
Condition non vérifie	Condition vérifie	Condition non vérifie

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Selon la méthode présentée à **CBA ANNEXE-D**

Tableau III.12.Vérification de la flèche de l'escalier.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	μ
39.32	15.39	7,66	0.008	0.872	0.54
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f<f_{adm}$
5.59	10.15	20.16	10.01	10.59	vérifiée

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisieen pré dimensionnement : e = 20 cm.

III.3.5.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.3.5.1.Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.14) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.23.

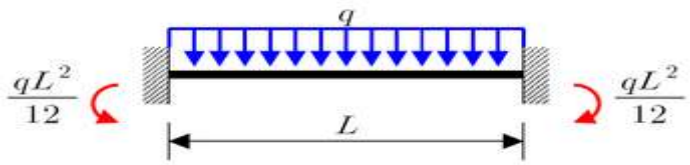


Figure III.4: Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Tableau III.13. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}=5,40 m ⇒36≤ h ≤54cm. On adopte : h = 40 cm ⇒9 ≤ b ≤ 21cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h =40cm ≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,33
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,074) ≥ (1/16=0,0625) **Vérifiée**
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm

a) Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : G_{poutre}=400mm×300mm×25Mpa=$3kN/ml$

Charge due aux réactions : R_u=46,5kN, R_{ser} = 33,67kN

P_u = 1,35x (3) +2*1,25*46,5/5,40 =25,58 kN/m.

P_{ser} = 3 +2*1,25*33,67/5,40=18,58KN/m.

b) Calcul des efforts internes :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.10 :

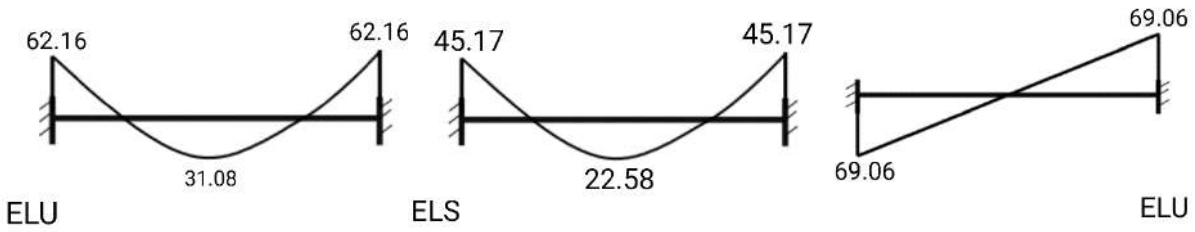


Figure III.5: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU et à l'ELS

III.3.5.2.Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] sera donnée en annexe …. Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.14. Ferraillage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ (cm²)CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ (cm²)RPA	Obs
travée	31,08	2,40	0,00	1,2	3HA12=3,39	6,00	Vérifiée
appuis	-62,16	00	5,00	1,2	2HA12+2HA14=5,34		Vérifiée

– **Vérification de contrainte normales à l'ELS: [Art.A.4.5.3][2]**

Tableau III.15 : Vérification des contraintes à l'E.L.S de la poutre palière

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
40x30	Travée	22,58	3,39	0	6,3	73,9	Vérifiée
	Appui	-45,17	0	5,34	6,3	73,9	Vérifiée

– **Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU: [Art.A.5.1.2.1.1][2]**

Tableau III.16 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\,adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
40x30	69,06	0,61	2,5	Vérifiée

Tableau III.17 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière.

section (cm²)	τ_U(MPa)	CBA 93 (cm)	RPA 99 (cm)		$S_{t\,adopte}$		A_t(cm²)	
		S_{tN}	S_{tN}	S_{tC}	ZN	ZC	$A_{choisie}$	A_{min}
30x40	0,61	33,75	10	20	10	20	4Φ 8 = 2,01	1,20

– **Vérification des flèches à l'ELS: [Art.B.6.5.3][2]**

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

Tableau III.18: Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière.

1er condition		2eme condition	
$h / l \geq Mt / ((10) \times M_o)$		$A / ((b_o \times d)) \leq 4,2 / Fe$	
h / l	0,074	$A / ((b_o \times d))$	0,003
$Mt / ((10) \times M_o)$	0,007	4,2 / Fe	0,010
Vérifiée		Vérifiée	

Donc, la vérification est satisfaite. On garde alorsles dimensions choisies initialement

Pré dimensionnement : b×h=30 x40cm².

III.4.Plancher corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

- poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement comme nervures ;
- hourdis (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- une dalle de compression d'épaisseur supérieure ou égale à 4cm en béton, coulée sur l'ensemble poutrelles (entrevous) qui a pour rôle de coffrage (coulé sur place) ;

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux qui sont :

- la dalle de compression ;

- les poutrelles.

III.4.1. La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferraillage en maillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :$a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivant :$A_t \geq 0.02.\ L.\ (200 / f_e) = 4\ L / f_e$

Avec:

- L : espacement entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage) ;
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520) ;
- Donc on a L= 65 cm $\Rightarrow A_t = \frac{4L}{f_e} = \frac{4x65}{520} = 0.5cm^2 / ml$
- A_t: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant:

$A_l \geq A_t / 2 = 0.25\ cm^2/ml$

On choisit:A_t= 5 ϕ 5 = 0.98 cm; esp = 20 cm;

A_l= 4 ϕ 5 = 0.78 cm; esp = 25 cm.

III.4.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- une section en T : en travées ;
- une section rectangulaire : aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

a) Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- Son poids propre ;
- le poids de corps creux (entrevous) ;

- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5xL) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Evaluations des charges et surcharges :

Tableaux .III.19. Charges permanentes et Surcharges d'exploitations des poutrelles.

Charges permanentes	G (KN / ml)
Poids de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 = 0.12 KN /ml	0.77
Poids du corps creux : 0.65 x 1 = 0.65 KN /ml	
Surcharges d'exploitations	Q (KN)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1KN et 0.5xL] = 0.5x L = 0.5 x 5.75 = 2.87KN	2.87

-Calcul des moments à ELU :

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.20. Calcul des moments

M_G (KN.m)	M_Q (KN.m)	M(KN.m)
G x L^2/ 8= 0.77 x $(5.75)^2$/ 8 = 3.18	Q x L/4 = 2.87(5.75)/4 = 4.12	1.35 M_G + 1.5 M_G = 10.47

$$\mu = \frac{M_u}{b.d.\sigma_b} = \frac{10.47x10^6}{14.2x120x30^2} = 6.82 \Rightarrow \quad \mu = 6.82 > \mu_l = 0.392$$

Avec : $\mu_l = 0.392$ (tableau)

Commentaire :

Cette valeur de $\mu = 6.82$ sort du domaine de la flexion simple, en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

-Calcul des étaiements :[Art A.2.1.2.1][2]

Dans notre cas on a :

Tableau III.21. Calcul de nombre d'étaiement

Nombre d'étais	L(m)	G (KN/ml)	Q(KN)	E(MPa)	I (mm^4)	f_{max} (cm)	f_{adm} (cm)	$f_{max} \leq f_{adm}$
0	5.75	0.77	2.87	32164.2	6.4×10^5	1091.13	10.75	Non vérifiée
1	2.87	0.77	1.43	32164.2	6.4×10^5	68.19	5.75	Non vérifiée
2	1.91	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	13.76	3.83	Non vérifiée
3	1.43	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	5.11	2.87	Non vérifiée
4	1.15	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	2.4	2.30	Non vérifiée
5	0.57	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	0.24	1.15	Vérifiée

Conclusion :

D'après la vérification, on a prévu trois étaiements le long de travée espacée de 1 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulages de la dalle de compression.

b) Après coulage :

Dans cette étape, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharge éventuelles revenant au plancher.

- méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de caquot.

On vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de caquot.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

- la surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5K N/m^2 ;
- $Q \leq$ Max [2 G et 5KN/m^2] ;
- les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 ;
- la fissuration est peu nuisible.

- Evaluation des charges et surcharges :

- $P_u = 1.35G + 1.5Q$.
- $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.22. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN /m)	P_{ser} (KN /m)
Terrasse inaccessible	6.65 x 0.65 = 4.32	1 x 0.65 = 0.65	6.80	4.97
Etage courant	6.46 x 0.65 = 4.19	1.5 x 0.65 = 0.98	7.12	5.17

D'après les résultats de ce tableau on a adopté le cas le plus défavorable « étage courant ».

- Calcul des efforts internes :

*** type :** (poutrelle à 09 travées)

Vérification si la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on va utiliser la méthode de caquot

Les résultats des moments et les efforts tranchant sont indiqués dans les tableaux suivants à l'ELU et l'ELS :

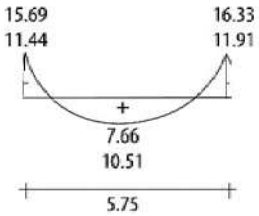


Figure III.6.diagramme des moments de la poutrelle

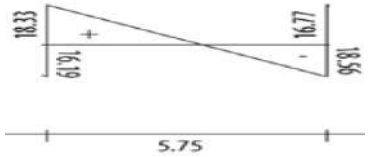


Figure III.7.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 09 travées (ELU)

Vérification si la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on va utiliser la méthode de caquot

Les résultats des moments et les efforts tranchant sont indiqués dans les tableaux suivants à l'ELU et l'ELS :

Conclusion :

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

Tableau III.23.Récapitulation des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.M)	M_{tu}(KN.M)	T_u(KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.M)	$M_{t\ ser}$(KN.M)
Solicitations	16.33	10.51	18.56	11.91	7.66
Reference	Type09 travée	Type 09 travée	Type 09 travée	Type 09 travée	Type 09 travée

-calcul le ferraillage :

les 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 :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III.24. Calcul des armatures longitudinales

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u(KN.m)	10.51	16.33
	M_0(KN.m)	M_0=b. h_0. $\sigma_{badm.}$ (d – ho /2)=0.65x0.04x14, 2x 10^3 x (0.22– 0.04 /2) ⇛ M_0=73.84(KN.m)	
		Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b x h)= (65 x 24) ⇒calcul en flexion simple	Mu < M_0 ⇒ l'axe neutreappartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (12 x 24) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.023	0.036
	μ_l	0.392	
	μ< μ_l	vérifie	vérifie
	B	0.989	0.982
	A'(cm²)	0	0
	A (cm²)	1.38	2.17
	A_{min} (cm²)	1.56	0.29
	Le choix	2HA10 = 1.57	1HA10+2ch HA10=2.35

Tableau III.25. Calcul et vérification des armatures

Vérification a ELS	M_{ser}(KN.m)	7.66	11.91
	σ_{badm}(MPa)	15	
	y_1(cm)	3.64	8.80
	I_G(cm⁴)	8983.41	8872.20
	K (N/cm³)	85.26	134.23
	σ_b(MPa)	3.64	11.81
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Condition vérifie	Condition vérifie

Armatures transversales :

– **Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU: [Art.A.5.1.2.1.1] [2]**

Tableau III.29. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Vérification				Espacements et armatures			
$V_{u\ max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$ (MPa)	Z_N (cm)	Z_C (cm)	ϕ (mm)	A_t (cm²)
18.56	0.86	3.33	Condition vérifie	15	15	4	2 HA 4 = 0.25

- **Vérification de la flèche**
- **Vérification des flèches à l'ELS: [Art.B.6.5.3][2]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Tableau III.30. Vérification des flèches.

1ére condition	2éme condition
$h / L \geq M_t / (15 M_0)$	$A / (b_0 . d) \leq 3.6 / f_e$
$h / L = 0.24 / 5.75 = 0.04$ $M_t / (15 M_0) = 7.66 / (15 \times 73.84) = 0.0069$ $0.04 \geq 0.0069$	$A / (b_0 . d) = 1.57 / (12 \times 22) = 0.006$ $3.6 / f_e = 3.6 / 400 = 0.009$ $0.006 \leq 0.009$
Condition vérifie	Condition non vérifie

Le ferraillage de poutrelle est schématisé par :

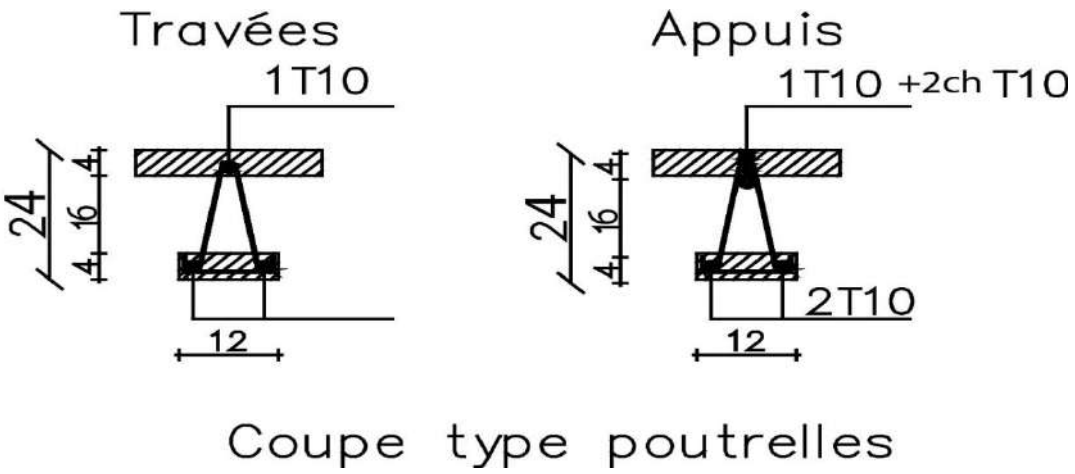


Figure III.8. Ferraillage des poutrelles

III.5.Les dalles pleines :

III.5.1.Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3 ou 4 appuis avec ou sens continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.2.Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

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

$T_{ext} = q.S.f$

Avec : q : charge totale ;

S : surface de répartition de la charge ;

f : Flèche du centre de gravité de S.

$f = f/3$ triangulaire

$f = f/2$ rectangulaire.

b) Travail interne :

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

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

Avec : M : moment de flexion ;

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation ;

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur $(\Sigma T_{int} = \Sigma T_{ext})$

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée) ;

Travail intérieur : en fonction du moment.

III.5.3.Hypothèse du calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation ;
2) La ligne de rupture sont des lignes droite qui terminent toujours sur le pourtour de la dalle ;
3) La ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axesde rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- un coté libre par trait continu ;
- un appui simple par un trait continu contenant des hachures ;

- un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures ;

6) On appelle :

- ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+) ;
- ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-) ;
- La ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zig-zig ;
- La ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.5.4.Evaluation des sollicitations:

Tableau III.31. Evaluation des sollicitations.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
RDC	7.10	1	11.08	8.1

III.5.5.Les différents types des dalles pleines:

(dalle reposant sur 3 appuis)

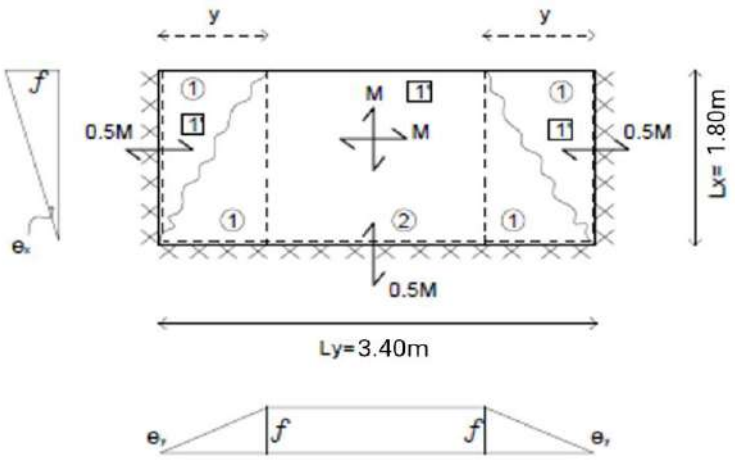


Figure III.9.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 3 appuis.

III.5.6. Calcul des moments :

$\sum T_{ext} = (3.06 - 0.6\,y).\,q.\,f$; $\sum T_{int}=[(2.82y+10.8)/y].M\,.\,f$

$\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow$ y = 2.02 cm

Donc on obtient $M = 0.23x\ p_u$.

$M_t = M = 0.23 \times p_u = 2.54$ KN.m

$M_a = -0.5\ M = -1.27$ KN.m

III.5.7. Calcul du ferraillage à l'ELU:

Tableau III.32. Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
travée	X	2.54	0.011	0.993	0	0.58	1.5	Non vérifiée	1.5	4 HA 8 = 2.01
	Y		0.011	0.993	0	0.58	1.5	Non vérifiée	1.5	4 HA 8 = 2.01
Appui	X	-1.27	0.005	0.998	0	0.29	1.5	Non vérifiée	1.5	4 HA 8 = 2.01
	Y		0.005	0.998	0	0.29	1.5	Non vérifiée	1.5	4 HA 8 = 2.01

-Les vérifications:

- **Vérification de l'espacement :**

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min(3h = 45cm; 33cm) = 33cm$…….. Condition vérifie

Donc on adopte S_t = 25 cm.

- **Vérification de contrainte normales à l'ELS: [2] Art.A.4.5.3**

On considère la fissuration est préjudiciable.

Tableau III.33. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (KN/cm^3)	σb(MPa)	σb adm (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σs (MPa)	σs adm (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	X	1.86	2.01	2.46	3240.88	0.057	1.41	15	vérifiée	85.84	201.63	vérifiée
	Y		2.01	2.46	3240.88	0.057	1.41		vérifiée	85.84		vérifiée
En appui	X	-0.69	2.01	2.46	3240.88	0.028	0.68	15	vérifiée	42.16	201.63	vérifiée
	Y		2.01	2.46	3240.88	0.028	0.68		vérifiée	42.16		vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_X :

$$\begin{cases} \tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0.d_x} \leq \tau_{uadm} = \dfrac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b} \\ V_{ux} = \dfrac{p_u.L_x.L_y}{2L_y + L_x} \end{cases}$$

Suivant L_Y: $\begin{cases} \tau_{ux} = \dfrac{V_{uy}}{b_0.d_y} \leq \tau_{uadm} = \dfrac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b} \\ V_{uy} = \dfrac{p_u.L_x.L_y}{3L_y} \end{cases}$

Tableau III.34. Vérification de l'effort tranchant.

	$V_{u(KN)}$	$\tau_{u(MPa)}$	$\tau_{u\ adm(MPa)}$	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$
Suivant L_X	19.94	0.16	1.16	vérifiée
Suivant L_Y	18.83	0.15	1.16	vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche :**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{2.01}{100\times12.5} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……..…condition vérifiée.

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{2.01}{100\times12.5} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……condition vérifiée.

puisque les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1. Introduction

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

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

- reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité ;
- assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- minimiser les efforts de torsion.

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003

IV.2.1. Classification des zones sismique : [Art 3.1] (1)

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit:

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II_a et II_b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité forte.

Dans notre cas le projet est situé dans une zone de sismicité forte (Zone III).

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance: [Art 3.2] (1)

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance ;
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne ;
- Groupes 3 : ouvrages de faible importance.

Dans notre projet, on a ouvrages d'importance moyenne.

IV.2.3. Classification des sites: [Art 3.3] (1)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage

IV.3.Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaitre en premier lieu les caractéristique géometrique qui

interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de masse (G) ;
- Le centre de torsion (T).

IV.3.1. Le centre de masse

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

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

$$X_G = \frac{\Sigma W_i * X_i}{\Sigma W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\Sigma W_i * Y_i}{\Sigma W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- X_i et Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère globale ;
- X_G et Y_G : les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

IV.3.2. Le centre de torsion

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

– Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation ;

– Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\Sigma I_{yi} * X_i}{\Sigma I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma I_{xi} * Y_i}{\Sigma I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

IV.3.3. Disposition du voile des contreventements :

a) 1ère disposition (voile de contreventement) :

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.55	0.49	0.35
Rotation (%)	3.40	9.79	65.89

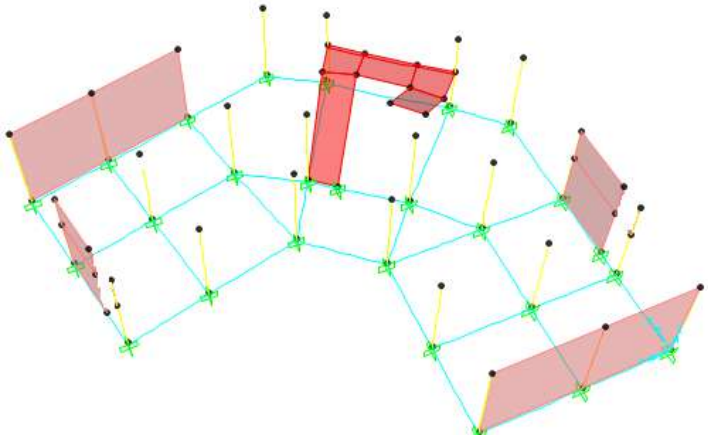


Figure IV.1.1ère disposition des voiles

b) 2ème disposition :

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.58	0.34	0.26
Rotation (%)	1.61	5.10	66.53

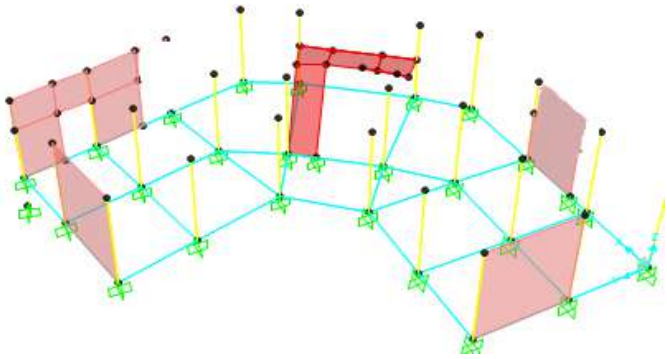


Figure IV.2.2ème disposition des voiles

c) 3ème disposition :

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.58	0.44	0.23
Rotation (%)	14.01	7.13	50.49

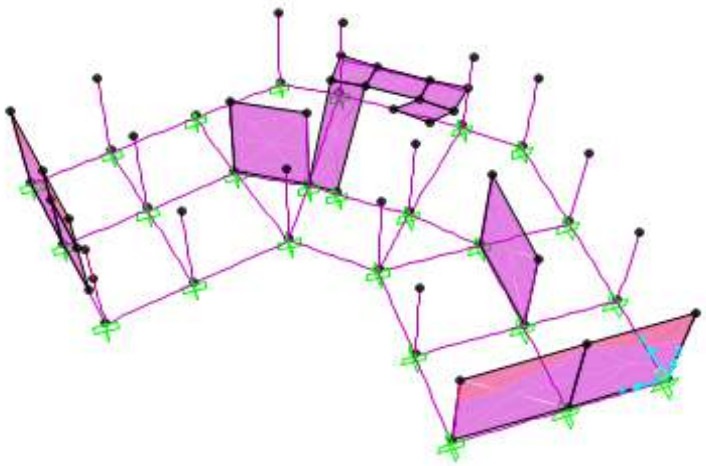


Figure IV.3.3ème disposition des voiles

d) 4ème disposition :

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.40	0.29	0.17
Rotation (%)	0.02	10.44	63.57

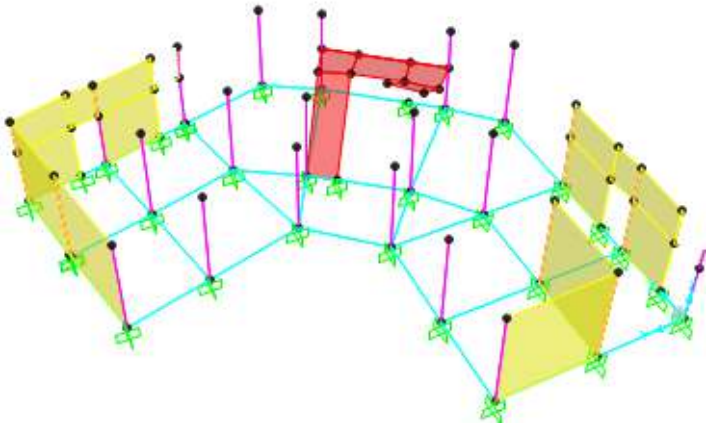


Figure IV.4.4ème disposition des voiles

e) **5ème disposition :**

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.39	0.29	0.17
Rotation (%)	0.01	9.19	63.72

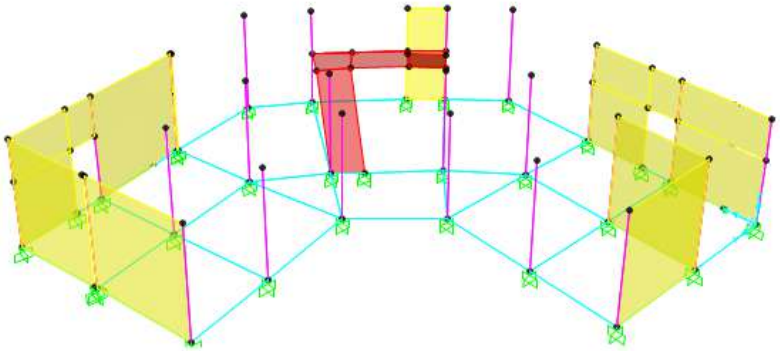


Figure IV.5.5ème disposition des voiles

Remarque : On adopte cette disposition est la disposition finale vu sa période.

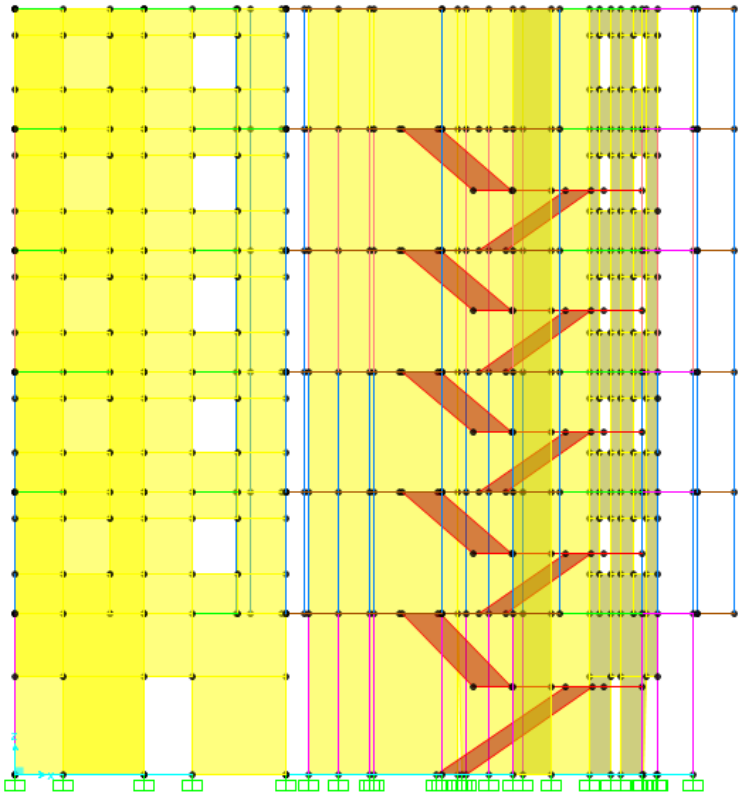


Figure IV.6.La vue en 2D (plan X-Z).

IV.3.4. Calcul de centre de masse :

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum W_i$ (KN)	$\sum W_i*X_i$	$\sum W_i*Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
Diaph 6	4.08	3179.431	29028.205	26449.6865	9.130	8.319
Diaph 5	7.14	3019.099	27679.0996	24952.8532	9.168	8.265
Diaph 4	10.2	2992.429	27443.5664	24726.4408	9.171	8.263
Diaph 3	13.26	2966.696	27219.4358	24504.909	9.175	8.260
Diaph 2	16.32	2915.485	26673.7723	24078.9906	9.149	8.259
Diaph 1	19.38	2216.424	21381.8423	17492.0182	9.647	7.892

- Calcul de centre de masse globale :

Tableau IV.2. Calcul de centre de masse total de la structure

	W_i (KN)	$\sum W_i*X_i$	$\sum W_i*Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
$\sum$	17289.564	159425.921	142204.898	9.22	8.22

IV.3.5. Calcul de centre de torsion :

Tableau IV.3. Calcul de centre de torsion

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$ (cm^4)	$\sum I_{Yi}$ (cm^4)	$\sum I_i*X_i$	$\sum I_i*Y_i$	X_T (m)	Y_T (m)
Diaph 1	4.08	5.618	4.569	54.508	61.405	11.93	10.93
Diaph 2	7.14	6.576	4.854	57.083	70.232	11.76	10.68
Diaph 3	10.2	7.443	4.985	54.287	78.003	10.89	10.48
Diaph 4	13.26	8.163	5.069	51.653	80.406	10.19	9.85
Diaph 5	16.32	8.776	5.132	48.857	84.513	9.52	9.63
Diaph 6	19.38	9.269	5.183	51.934	84.719	10.02	9.14

-Calcul de centre de torsion globale :

Tableau IV.4. Calcul de centre de torsion globale

	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_i*X_i$	$\sum I_i*Y_i$	X_T (m)	Y_T (m)
$\sum$	45.845	29.792	318.321	459.276	10.685	10.018

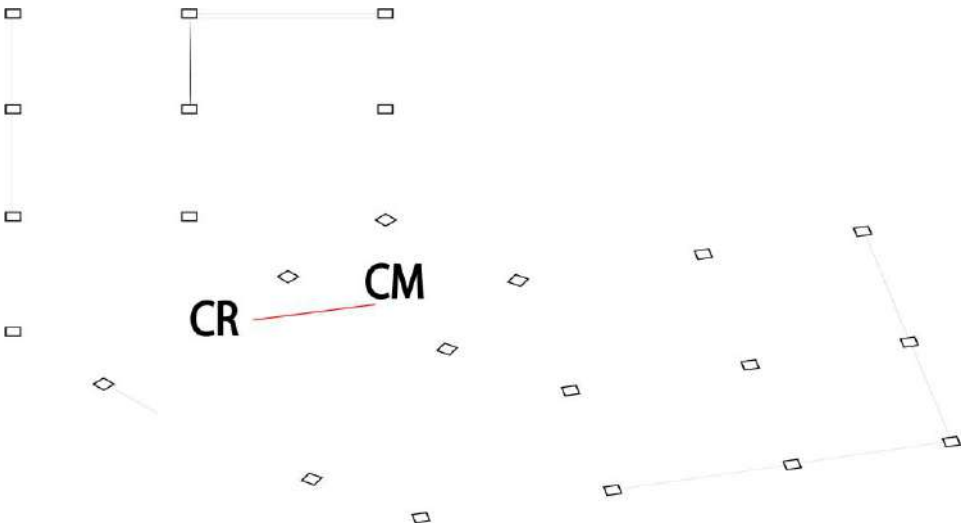


Figure IV.7.La disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.3.6. Calcul d'excentricité

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

- Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 19.17 m

Largeur du bâtiment = 17.70 m

- Excentricité admissible:

Excentricité suivant L_x = 15% L_x = 2.88 m

Excentricité suivant L_y = 15% L_y = 2.66 m

- Excentricité théorique (statique):

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$; $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.5.Calcule d'excentricité théorique

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq$ 15% L_x	$e_y \leq$ 15% L_y
19.38	2.80	2.61	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée
16.32	2.59	2.41	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée
13.26	1.72	2.22	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée
10.20	1.01	1.59	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée
7.14	0.37	1.37	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée
4.08	0.37	1.25	2.88	2.66	Vérifiée	Vérifiée

- Excentricité accidentelle:

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion) ;
- Excentricité théorique résultant des plans $E_X = 0.05\ L_x$. $E_Y = 0.05\ L_Y$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment = 19.17 m donc : $E_X = 0.95$ m

Largeur du bâtiment = 17.70 m donc : $E_Y = 0.88$ m

- Effets de la torsion accidentelle:

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (admissible) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.6. Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	$e_{X\ Théor}$ (m)	$E_{X\ Acc}$ (m)	$e_{X\ Théor} \pm E_{X\ Acc}$		$e_{Y\ Théor}$ (m)	$E_{Y\ Acc}$ (m)	$e_{Y\ Théor} \pm E_{Y\ Acc}$	
19.38	2.80	0.95	3.75	1.85	2.61	0.88	3.49	1.73
16.32	2.59	0.95	3.54	1.64	2.41	0.88	3.29	1.53
13.26	1.72	0.95	2.67	0.77	2.22	0.88	3.1	1.34
10.20	1.01	0.95	1.96	0.06	1.59	0.88	2.47	0.71
7.14	0.37	0.95	1.32	0.58	1.37	0.88	2.25	0.49
4.08	0.37	0.95	1.32	0.58	1.25	0.88	2.13	0.37

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois méthodes suivantes selon leurs conditions d'application :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique pat accélérogrammes.

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente: [Art 4.1.2](1)

Pour notre structure de configuration irrégulière et de groupe d'usage 2, la hauteur (H = 19.38 m pour bloc A et H=3.80 pour bloc B) dépassant la 17 m ou dépasse 05 niveau, donc selon le RPA99 V 2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon la méthode dynamique modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse «SAP 2000»

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale:

IV.4.3.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur SAP2000 est le nœud maitre, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maitre, suit de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : Tab.4.1 (1)

A : est une 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 : Tab.4.2 (1)

Donnée par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$

Selon RPA 99 V 2003, $\xi = 7\%$ donc $\eta = 0.88$

c) Coefficient de comportement R : Art 3.4.A.4.b (1)

Conformément à l'article [3.4.A.4.b] du RAP 99 V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc R = 3.5

- Justification du coefficient de comportement R :

Les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales suivant x sont :

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant x.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	N_Z voiles (KN)	Effort tranchant T_X (KN)	T_X poteaux (KN)	T_X voiles (KN)
Diaph 1 (19.38 m)	2644.042	1706.653	937.389	770.922	0.000	770.922
Diaph 2 (16.32 m)	5742.437	4084.820	1657.617	991.389	0.000	991.389
Diaph 3 (13.26 m)	9052.743	6479.934	2572.809	1386.290	0.000	1386.290
Diaph 4 (10.20 m)	12488.765	9217.891	3270.874	1698.680	0.000	1698.680
Diaph 5 (7.14 m)	16496.313	11766.481	4729.832	2763.668	0.000	2763.668
Diaph 6 (4.08 m)	19758.537	15085.647	4672.890	3103.697	0.000	3103.697

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement R suivant x en %.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z %	N_Z poteaux %	N_Z voiles %	Effort tranchant T_X %	T_X poteaux %	T_X voiles %
Diaph 1 (19.38 m)	100	64.547	35.453	100	0.000	100.000
Diaph 2 (16.32 m)	100	71.134	28.866	100	0.000	100.000
Diaph 3 (13.26 m)	100	71.580	28.420	100	0.000	100.000
Diaph 4 (10.20 m)	100	73.809	26.191	100	0.000	100.000
Diaph 5 (7.14 m)	100	71.328	28.672	100	0.000	100.000
Diaph 6 (4.08 m)	100	76.350	23.650	100	0.000	100.000

Les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales suivant y sont :

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant y.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	N_Z voiles (KN)	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	T_X voiles (KN)
Diaph 1 (19.38 m)	2410.195	1706.653	703.542	777.456	0.000	777.456
Diaph 2 (16.32 m)	5561.969	4084.820	1477.149	1513.132	0.000	1513.132
Diaph 3 (13.26 m)	8770.171	6479.934	2290.237	2118.947	0.000	2118.947
Diaph 4 (10.20 m)	12154.706	9217.891	2936.815	2588.619	0.000	2588.619
Diaph 5 (7.14 m)	15441.156	11766.481	3674.675	2946.495	0.000	2946.495
Diaph 6 (4.08 m)	18474.934	15085.647	3389.287	2382.256	0.000	2382.256

Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement R suivant y en %.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z %	N_Z poteaux %	N_Z voiles %	Effort tranchant T_Y %	T_Y poteaux %	T_Y voiles %
Diaph 1 (19.38 m)	100	70.810	29.190	100	0.000	100.000
Diaph 2 (16.32 m)	100	73.442	26.558	100	0.000	100.000
Diaph 3 (13.26 m)	100	73.886	26.114	100	0.000	100.000
Diaph 4 (10.20 m)	100	75.838	24.162	100	0.000	100.000
Diaph 5 (7.14 m)	100	76.202	23.798	100	0.000	100.000
Diaph 6 (4.08 m)	100	81.655	18.345	100	0.000	100.000

d) Facteur de qualité Q : Tab.4.4 (1)

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	Observé/non observé	/	Observé/non observé	/
1	Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00	Non	0.05
2	Redondances en plan	Oui	0.00	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
	$\sum$	/	**1.10**	/	**1.20**

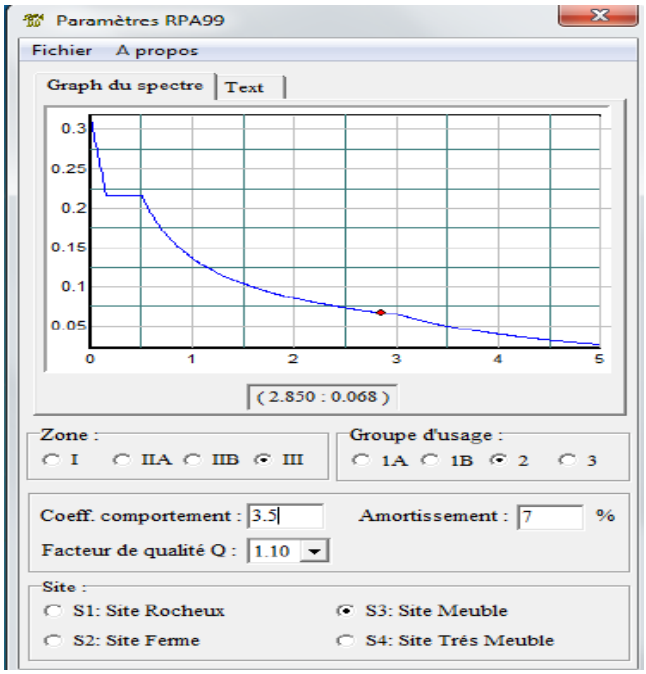


Figure IV.8.Spectre de réponse X .

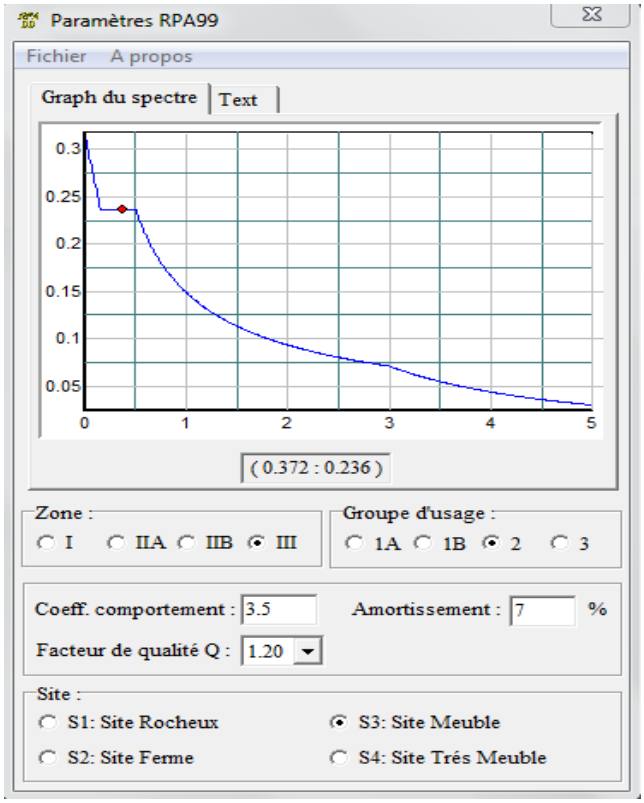


Figure IV.9.Spectre de réponse Y

IV.5.Résultats de l'analyse dynamique :

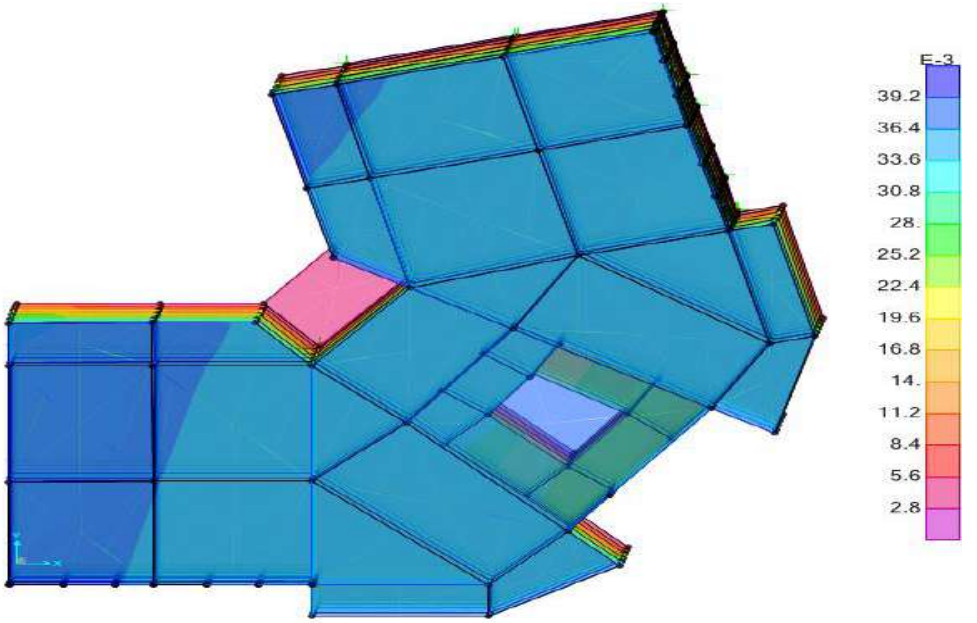
- Vérification de comportement des trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification de force sismique à la base ;

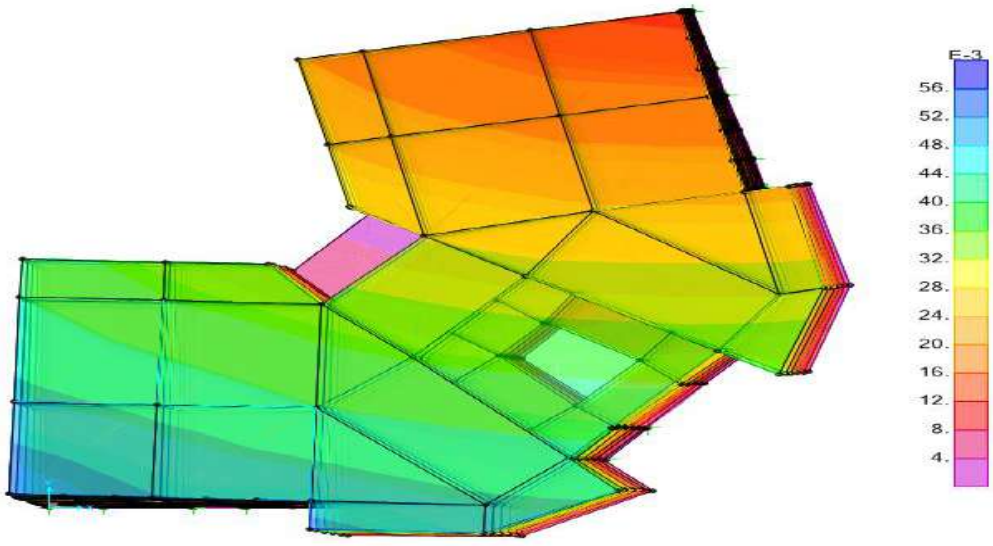
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements en tête ;
- Vérification des déplacements inter-étage ;
- Vérification de cisaillement des éléments ;
- Vérification d'effort normale réduit à la base ;
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes.

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation auteur de l'axe Z
Période (sec)	0.39	0.29	0.17





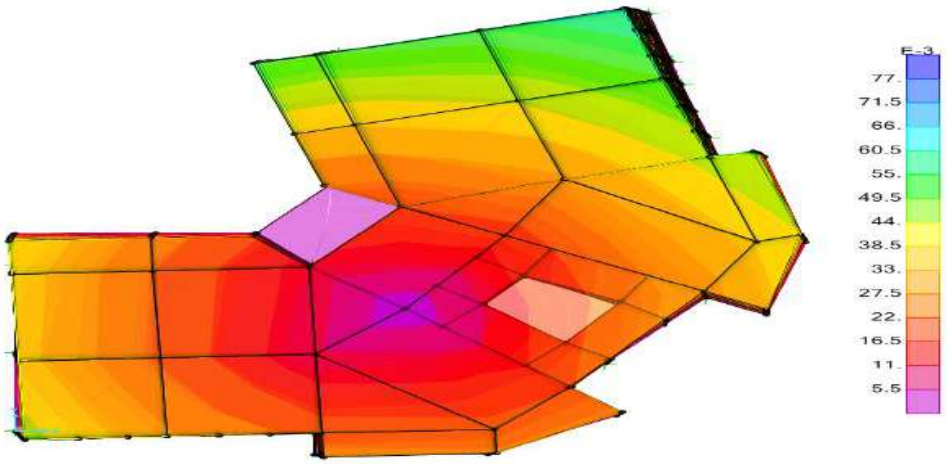


Figure IV.10.Le comportement des trois premiers modes.

IV.5.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après «RPA99 V2003, Art 4.3.4.

Tableau IV.13. Vérification de participation massique.

Modes	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	Cumulée de U_x (%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z (%)
1	0.395	5.23%	67.11%	0.03%	5.23%	67.11%	0.03%
2	0.296	59.57%	4.58%	9.12%	64.80%	71.69%	9.15%
3	0.175	8.53%	2.07%	63.86%	73.33%	73.76%	73.01%
4	0.133	0.48%	0.71%	0.42%	73.81%	74.47%	73.43%
5	0.120	0.33%	0.99%	0.10%	74.14%	75.46%	73.53%
6	0.112	0.30%	0.51%	0.23%	74.44%	75.96%	73.76%
7	0.105	0.00%	0.03%	0.00%	74.44%	75.99%	73.77%
⋮							
9	0.099	0.37%	15.98%	0.47%	74.87%	**92.73%**	74.23%
⋮							
15	0.078	2.23%	0.00%	0.61%	**91.47%**	93.59%	76.04%
⋮							
40	0.052	0.39%	0.03%	7.23%	94.09%	94.79%	**91.72%**
∑	3.60						

Commentaire :

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke ou **15** modes suivant l'axe **X** et **9** modes suivant l'axe **Y** et **40** modes suivant autour de l'axe **Z**.

Selon RPA 99 V 2003 [Art 4.3.4.b], Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol ;

T_K : la période du mode K.

N = 6 donc : $K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$ on prend : K = 8 modes.

$T_K = 0.10$ sec ≤ 0.20 sec ……..Condition vérifiée.

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA 99 Version 2003 Art 4.2.6).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$

- **Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3] (1)**

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}W \quad ; \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone A= 0.25 ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Selon RPA 99 Version 2003 : **[Art 4.2.3] (1)**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.50$ sec, tableau 4.7 (avec site 3)

η: facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7% tableau 4.2 (avec remplissage dense) donc η = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

Tableau IV.14. Période fondamentale suivant les deux directions.

Suivant X		Suivant Y	
T_X	Valeur (sec)	T_X	Valeur (sec)
$T_X = C_T.h_n^{3/4}$	0.64	$T_Y = C_T.h_n^{3/4}$	0.64
$T_X = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_X}}$	0.40	$T_Y = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_Y}}$	0.40
$T_{X\ min}$	**0.40**	$T_{Y\ min}$	**0.40**

Donc :

$D_X = 2{,}5\eta = 2.2 \quad \Rightarrow \quad D_X = 2.2$

$D_y = 2{,}5\eta = 2.2 \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.2$

- R : Coefficient de comportement global de la structure R = 3.5
- Q : facteur de qualité : Q_X =1.10 ; Q_Y = 1.20
- W : poids total de la structure $W = \Sigma_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

Poids de la structure : W = 20668.00 KN

Tableau IV.15.Calcul de la force sismique.

	Type	F_X	F_Y	F_Z
E_{dx}	Max	3158.34	1115.61	198.72
E_{dy}	Max	1056.37	3897.57	207.47
G + 0.2Q	Max	3.828×10^{-9}	2.44×10^{-9}	20668.00

Tableau IV.16.Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	A	D	R	Q	$\sum W_i$ (KN)	V_S (KN)	E_d (KN)	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$
X	0.25	2.2	3.5	1.10	20668.00	3572.78	3158.34	0.88	vérifiée
Y	0.25	2.2	3.5	1.20	20668.00	3897.57	3897.57	0.83	vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \Sigma_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$; $M_{Ry} = \Sigma_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec : F_{ix} : la farce distribuée en hauteur suivant X ;

F_{iy} : la farce distribuée en hauteur suivant Y ;

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{Sx} = X_G.W_i$; $M_{Sy} = Y_G.W_i$

Avec : X_G et Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure ;

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismique : [Art 4.4.1] (1)**

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times (V - F_t)$$

Avec : $F_t = \begin{cases} 0.07TV \le 0.25V & T \ge 0.7\,\text{sec} \\ 0 & T \le 0.7\,\text{sec} \end{cases}$

On a : T=0.5 sec ≤ 0.7 sec ⇒ F_t = 0 KN

$$F_{iX} = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times V_X \quad ; \quad F_{iY} = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times V_Y$$

On a :

V_X = 3572.78KN , V_Y = 3897.57KN

Tableau IV.17.Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur

h_i (m)	W_i (KN)	W_i x h_i	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
4.08	3179.431	12972.07	237.77	259.38	970.08	1058.27
7.14	3019.099	21556.36	395.11	431.03	2821.07	3077.52
10.2	2992.429	30522.78	559.45	610.31	5706.42	6225.17
13.26	2966.696	39338.39	721.03	786.58	9560.92	10430.07
16.32	2915.485	47580.71	872.11	951.39	14232.81	15526.67
19.38	2216.424	42954.29	787.31	858.88	15258.08	16645.15
		194924.62			48549.38	52962.85

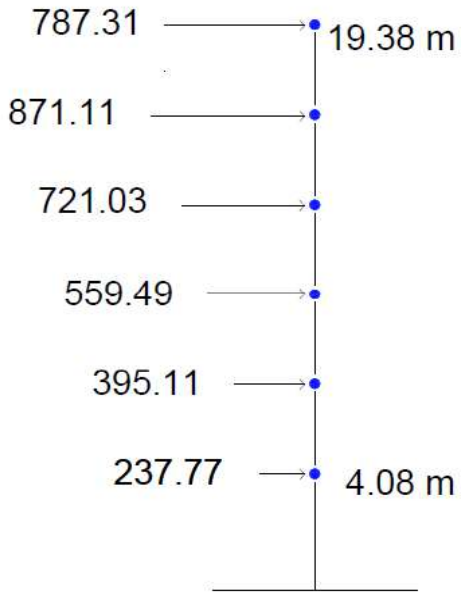


Figure IV-11 concentration des forces sismique aux étages suivants X

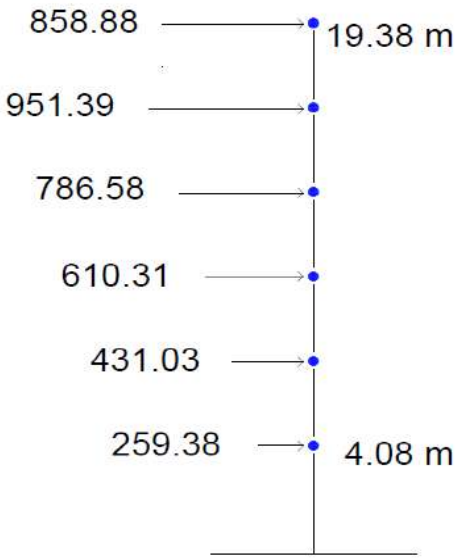


Figure IV.12. concentration des force sismique aux étages suivants Y

Tableau IV.18.Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)
4.08	3179.431	9.130	8.319	29028.21	26449.69
7.14	3019.099	9.168	8.265	27679.10	24952.85
10.2	2992.429	9.171	8.263	27443.57	24726.44
13.26	2966.696	9.175	8.260	27219.44	24504.91
16.32	2915.485	9.149	8.259	26673.77	24078.99
19.38	2216.424	9.647	7.892	21381.84	17492.02
				159425.92	142204.90

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.19.Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} \geq 1.5$
159425.92	142204.90	48549.38	52962.85	3.28	2.68	vérifiée	vérifiée

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête : [Art B.6.5.3] (2)

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette consol.

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure ;

h : La hauteur totale des étages $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

Tableau IV.20. Vérification des déplacements en tête.

	$\delta_{théorique}$ (cm)	R	$\delta_{réel}$	δ_{adm}	$\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$
δ_x	1.02	3.5	3.57	7.75	vérifiée
δ_y	1.37	3.5	4.80	7.75	vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages :

$\delta_k = R\ \delta_{ek}$ **[Art 4.4.3] (1)**

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10] (1)**

Le déplacement horizontale relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $\Delta_{k\ limite} = 0.01\ h_e$

h_e : la hauteur de l'étage K.

On va vérifier : $(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01\ h_e$

Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter-étages suivant X.

Niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ (cm)	$δ_{réel}$ (cm)	$δ_{inter-étage}$ (cm)	$δ_{adm}$ (cm)	vérification	ε	|ε|	vérification
19.38	3.06	1.02	3.57	0.66	3.06	vérifiée	2.16	3.5	vérifiée
16.32	3.06	0.83	2.90	0.67	3.06	Vérifiée	2.19	3.5	Vérifiée
13.26	3.06	0.64	2.24	0.70	3.06	vérifiée	2.29	3.5	vérifiée
10.20	3.06	0.44	1.54	0.63	3.06	vérifiée	2.06	3.5	vérifiée
7.04	3.06	0.26	0.91	0.52	3.06	vérifiée	1.70	3.5	vérifiée
4.08	4.08	0.11	0.39	0.39	4.08	vérifiée	0.96	3.5	vérifiée
0	0	0	0	0	0	vérifiée	0	3.06	vérifiée

Tableau IV.22. Vérification les déplacements inter-étages suivant Y.

Niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ (cm)	$\delta_{réel}$ (cm)	$\delta_{inter\text{-}étage}$ (cm)	δ_{adm} (cm)	vérification	ε	$\lvert\varepsilon\rvert$	vérification
19.38	3.06	1.37	4.80	0.91	3.06	vérifiée	2.97	3.5	vérifiée
16.32	3.06	1.11	3.89	0.91	3.06	Vérifiée	2397	3.5	Vérifiée
13.26	3.06	0.85	2.28	0.95	3.06	vérifiée	3.10	3.5	vérifiée
10.20	3.06	0.58	2.03	0.84	3.06	vérifiée	2.75	3.5	vérifiée
7.04	3.06	0.34	1.19	0.66	3.06	vérifiée	2.16	3.5	vérifiée
4.08	4.08	0.15	0.53	0.53	4.08	vérifiée	1.30	3.5	vérifiée
0	0	0	0	0	0	vérifiée	0	3.5	vérifiée

Commentaire :

Le déplacement inter-étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de régidité).

La déformation ε ne pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto-plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5] (1)**

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments:

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres selon CBA93 : **[Art A.5.1] (1)**

$$\tau_{max} = \frac{T}{b.d}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$

Tableau IV.23. Vérification di cisaillement des éléments.

Section	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	γ_b	τ_{max} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	vérification
PP	30	40	148.48	ACC	1.15	1.31	3.26	vérifiée
PS	30	35	72.61	ELU	1.5	0.74	3.33	vérifiée
P. palière	30	40	45.40	ACC	1.15	0.40	3.26	vérifiée
Chainage	30	30	39.97	ELU	1.5	0.48	2.5	vérifiée
Longrine	30	30	38.03	ELU	1.5	0.46	2.5	vérifiée

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux ;
- Sans le cas de R =3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale, donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%), pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.5.8. Vérification de l'effort normale réduit à la base: [Art 7.1.3.3] (1)

Selon RPA version 2003, on entend par effort normal réduit le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière ⇒ (b – 2) x (h – 2) ;

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normale réduit à la base.

Section	b (cm)	h (cm)	N_d (KN)	B_C (mm^2)	Combinaison	f_{c28}	υ (MPa)	υ_{adm} (MPa)	vérification
Pot X	45	45	1169.02	184900	ACC	25	0.25	0.3	vérifiée
Pot Y	45	45	1245.15	184900	ACC	25	0.26	0.3	vérifiée
Raidisseur X	25	25	74.80	52900	ACC	25	005	0.3	vérifiée
Raidisseur Y	25	25	109.75	52900	ACC	25	0.08	0.3	vérifiée

IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [Art 5.9] (1)

Les effets du 2° ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau K ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1 ;
- h_k : hauteur de l'étage K.

Si : $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si : $\theta < 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.25.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y).

h_k (m)	P_K (KN)	$P_K.h_K$ (KN)	E_{dx} (KN)	E_{dy} (KN)	$\Delta_{k\,x}$ (cm)	$\Delta_{k\,y}$ (cm)	θ_x	Θ_y	$\theta_x \leq 0.10$	$\theta_x \leq 0.10$
19.38	2216.42	42954.21	3158.34	3897.57	0.66	0.91	0.0069	0.0077	Vérifiée	Vérifiée
16.32	2915.48	47580.63			0.67	0.91	0.0083	0.0091	vérifiée	vérifiée
13.26	2966.70	39338.44			0.70	0.95	0.0106	0.0117	vérifiée	vérifiée
10.20	2992.43	30522.78			0.63	0.84	0.0125	0.0135	vérifiée	vérifiée
7.04	3019.10	21254.46			0.52	0.66	0.0147	0.0151	vérifiée	vérifiée
4.08	3179.43	12972.07			0.39	0.53	0.0145	0.0159	vérifiée	vérifiée

IV.6.Conclusion générale:

A travers les résultats obtenus et les vérifications nous pouvons conclure que la conception adopte reflète comportement typique .

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA93 :
  - ELU : 1.35 G + 1.5 Q
  - ACC : G + Q ± E ;
  - ELS : G + Q.
- Les combinaisons données par les règles du RPA 2003 :
  - G + Q ± E :
  - 0.8 G ± E.

Avec :

G : charge permanentes ;

Q : charges d'exploitations ;

E : charge sismique.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ACC : G + Q ± E_{dx}
- ACC : G + Q ± E_{dy}
- ELS : G + Q
- ACC : 0.8 G + E_{dx}
- ACC : 0.8 G + E_{dy}

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1.Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2.Recommandations du RPA 99 :[Art 7.5.2.1](1)

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0.5% en toute section.

- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 30) = 4.5 cm^2
- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 40) = 6 cm^2
- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 35) = 5.25 cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante ;
- 6% en Zone nodale.

- **Poutre de section (30 x 30) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 30) = 36 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 30) = 54 cm^2

- **Poutre de section (30 x 40) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 40) = 48 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 40) = 72 cm^2

- **Poutre de section (30 x 35) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 35) = 42 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 35) = 63 cm^2

V.2.2.2. Armatures transversales : [Art 7.5.2.2] (1)

La quantité d'armatures transversales est données par : $A_t = 0.003.S_t.b$

Avec : b : Largeur de la poutre ;

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$S_t = \frac{h}{2}$ en Zone courant

$S_t = \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$ en Zone nodale

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A, (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Travée	30	40	62.11	1.35G+1.5Q	0.00	5.04	4 HA14 = 6.16
Appui	30	40	-115.15	G+Q-E_{dy}	0.00	9.90	7 HA14 =10.78

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A, (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Appui (+)	30	35	34.84	0.8G+ E_{dy}	0.00	3.2	3 HA12 = 3.39
Appui (-)	30	35	-61.92	G+Q-E_{dy}	0.00	5.9	6 HA12 = 6.79

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des chainages.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A, (cm²)	A_{calcul} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Travée	30	30	17.32	1.35G+1.5Q	0.00	1.86	3 HA12 = 3.39
Appui	30	30	-24.11	G+Q-Ed_x	0.00	2.62	3 HA12 = 3.39

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)
- $A_{travée} \geq A_{min}$ (RPA) et $A_{travée} \geq A_{max}$ (RPA)
- $A_{appui} \geq A_{min}$ (RPA) et $A_{appui} \geq A_{max}$ (RPA)

Avec : A_{min} (CBA) = $\frac{b.h}{1000}$ **[Art.B.6.4] (2)**

A_{min} (RPA) = 0.5% b.h **[Art.7.5.2.1] (1)**

Tableau V.5.Vérification des poutres principales.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Travée	6.16	1.20	vérifiée	6.00	vérifiée	4HA14=6.16
Appui	10.78	1.20	vérifiée	6.00	vérifiée	3HA14+3CHHA16=10.65

Tableau V.6.Vérification des poutres secondaires.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Appui(+)	3.39	1.05	vérifiée	5.25	non vérifiée	6HA12=6.79
Appui(-)	6.79	1.05	vérifiée	5.25	vérifiée	6HA12=6.79

Tableau V.7.Vérification des chainages.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Travée	2.26	0.75	vérifiée	3.75	non vérifiée	3 HA14=4.62
Appui	3.39	0.75	vérifiée	3.75	non vérifiée	3 HA14=4.62

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} et en doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$

$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$

Tableau V.8. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\sigma_{s\ adm}$	Min $\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
	$\sigma_{s\ adm}$ = 201.63 MPa	$\sigma_{s\ adm}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\sigma_{b\ adm}$	0.6 f_{c28}	0.6 f_{c28}
	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

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

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$
Travée	45.19	6.16	4.19	15	vérifiée	/	/	/
Appui	-59.50	10.78	6.56		vérifiée	/		/

Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$
Appui(+)	19.80	3.39	4.27	15	vérifiée	/	/	/
Appui(-)	-34.37	6.79	5.99		vérifiée	/		/

Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS des chainages.

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi}(cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$
Appui(+)	12.73	4.52	3.08	15	vérifiée	113.17	201.63	Vérifiée
Appui(-)	-16.67	4.52	4.08		vérifiée	148.19		Vérifiée

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants:

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la relation suivant :

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

Avec : V_u : effort tranchant

Tableau V.12. Calcul de $\tau_{u\ adm}$.

	Poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\tau_{u\ adm}$	Min $\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa$\}$	Min $\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa$\}$
Situation durable	$\tau_{u\ adm}$ = 2.5 MPa	$\tau_{u\ adm}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\tau_{u\ adm}$ = 3.26 MPa	$\tau_{u\ adm}$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	V_u (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$
PP	148.48	G + Q - E_{dy}	1.31	3.26	Vérifiée
PS	72.61	1.35G+1.5Q	0.74	3.33	Vérifiée
Chinage	39.97	1.35G+1.5Q	0.48	2.5	Vérifiée

V.2.6. Calcul des armatures transversales:

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

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$\Phi_t \leq$ Min $[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l]$ selon le CBA93 **[Art A.6.4.2] (2)**

D'après RPA 99 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4};12\phi\right) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courant} \end{cases}$$

[Art 7.5.2.2] (1)

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t.b_0} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ choisi}$ (cm)		$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	
PP	148.48	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS	72.61	29.25	0.88	8.75	17.5	0.79	10	15	4HA8=2.01
Chinage	39.97	24.75	0.74	7.5	15	0.67	10	10	4HA8=2.01

V.2.7. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondant aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}\dfrac{M_t}{M_0} \\ \dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K.M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V.15.Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.27	0.063	vérifiée	0.27	0.075	vérifiée	0.006	0.011	vérifiée
PS	0.09	0.063	vérifiée	0.09	0.075	vérifiée	0.008	0.011	vérifiée
Chainage	0.05	0.063	Non vérifiée	0.05	0.075	vérifiée	0.007	0.011	vérifiée

On a une condition n'est pas vérifiées dans le chainage, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau V.16. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (KN/m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
16.67	3.39	15.66	0.0041	0.900	198.68	0.315	5.11	2.04
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
75020.40	41614.43	50172.95	2.45	0.992	1.874	0.882	4.90	Vérifiée

Lorsque $\Delta f \leq f_{adm}$ alors la flèche est vérifiée

- **Schémas des armatures des poutres**

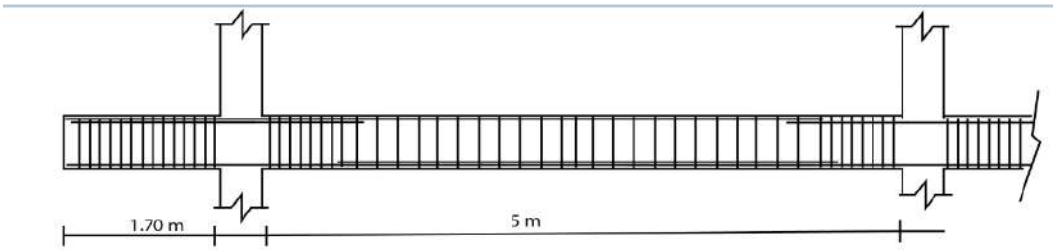


Figure V.1. Poutre principale (30 x 40).

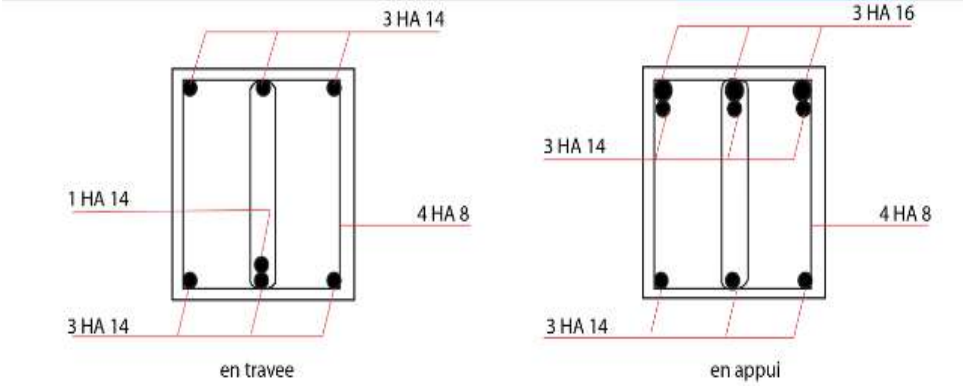


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principale (30 x 40).

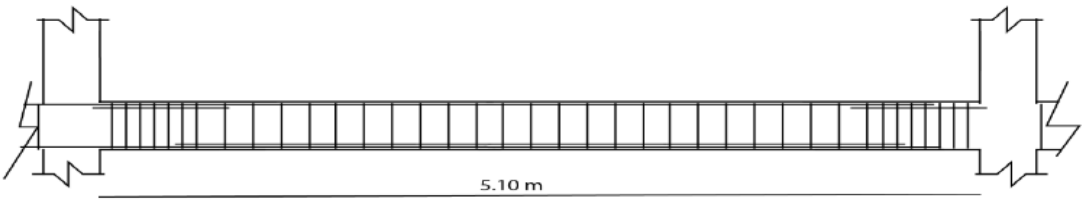


Figure V.3. Poutre secondaire (30 x 35).

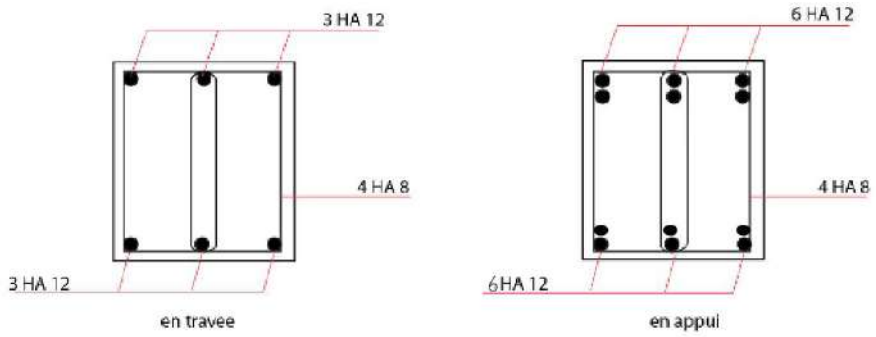


Figure V.4. Disposition des armatures des poutres secondaire (30 x 35).

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supportés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stable ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées.

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2.Détermination des armatures longitudinales:

V.3.2.1.Recommendation des règlements:

- **Selon le CBA 93 :**

A_l = min {4 cm^2 ; 0.1% $\leq \frac{A_l}{B} \leq$ 0.5%}

Avec : 4 cm^2 : pour un mètre de longueur de parement ;

B : section de béton comprimé.

En plus la condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 Version 2003 : [Art 7.4.2.1] (1)**

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

$$0.8\ \% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 4\% \qquad \text{En Zone courante}$$

$$0.8\ \% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{En Zone recouvrement}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 φ en Zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en Zone III ;
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figue ci-dessous ; h_e : La hauteur d'étage ;
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher en h.

V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage:

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

- 1^{ére} cas : Influence de l'effort normale :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

- 2ème cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son. N_{corres}.

- 3ème cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{min} et son M_{corres}.

V.3.2.3.Etat limite de stabilité de forme:

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités, pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M_u supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul

Les résultats de la correction des moments dans les poteaux à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Correction des moments dans les poteaux

section	Etage	Position	Cas	combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Poteau (30 x 30)	5ème étage	Intermédiaire	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	182.83	1.01	-11.65
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	137.30	9.32	8.69
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	12.43	-0.22	-0.42
		Rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	102.83	1.01	-11.65
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	117.10	8.42	7.49
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	10.43	-0.21	-0.34
Poteau (35 x 35)	3ème et 4ème étage	Intermédiaire	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	613.99	5.23	-18.45
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	489.01	20.66	30.08
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	81.89	-0.98	-8.77
		Rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	651.98	6.44	-20.60
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	505.11	26.09	37.70
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	92.40	-1.95	-9.71
Poteau (40 x 40)	1ème et 2ème étage	Intermédiaire	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1089.55	13.78	-26.22
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	829.06	49.02	-5.13
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	180.59	-2.09	-8.19
		Rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1149.77	14.37	-28.26
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	847.09	53.95	-8.33
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	197.68	-3.18	-11.78
Poteau (45 x 45)	RDC	Intermédiaire	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1279.59	6.79	-7.53
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	1185.65	49.75	-5.19
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	159.65	-1.08	-1.05
		Rive	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1424.68	7.68	-9.33
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	1327.02	55.98	-9.15
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	296.93	-2.86	-2.81

V.3.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance:

Tableau V.18.Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Calcul des ferraillages des poteaux à l'ELU.

section	Etage	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poteau (30 x 30)	5éme étage	1.50	0.9	4.80	8 HA 12 = 9.05
		1.50	0.9	4.80	
		1.50	0.9	4.80	
Poteau (35 x 35)	3éme et 4éme étage	1.75	1.05	4.50	8 HA 12 = 9.05
		1.75	1.05	4.50	
		1.75	1.05	4.50	
Poteau (40 x 40)	1éme et 2eme étage	2.00	1.20	6.40	8 HA 12 = 9.05
		2.00	1.20	6.40	
		2.00	1.20	6.40	
Poteau (45 x 45)	RDC	2.25	1.35	7.20	8 HA 12 = 9.05
		2.25	1.35	7.20	
		2.25	1.35	7.20	

V.3.2.5.Vérification selon le RPA et CBA:

$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$

$A_{min\ RPA}$ = 0.009.b.h ……Zone III **[Art.7.4.2.1] (1)**

Tableau V.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux.

	A ($cm^{2)}$	$A_{min\ CBA}$ ($cm^{2)}$	$A_{min\ RPA}$ ($cm^{2)}$	A_{final} ($cm^{2)}$
Poteau (30 x 30)	6.79	0.9	8.10	8 HA 12 = 9.05
Poteau (35 x 35)	6.79	1.225	11.02	8HA 14 = 12.31
Poteau (40 x 40)	6.79	1.60	14.40	8 HA 16 = 16.08
Poteau (45 x 45)	9.05	2.025	18.22	10 HA 16 = 20.11

V.3.2.6.Vérification des contraintes à l'ELS:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes ç l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser} – N_{ser}) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

Tableau V.21. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\sigma_{s\ adm}$	$\text{Min}\{\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\}$	$\text{Min}\{\frac{1}{2}f_e;90\sqrt{\eta.f_{tj}}\}$
	$\sigma_{s\ adm}$ = 201.63 MPa	$\sigma_{s\ adm}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\sigma_{b\ adm}$	$0.6\ f_{c28}$	$0.6\ f_{c28}$
	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa

- La fissuration peu nuisible pour les poteaux intermédiaires ;

- La fissuration préjudiciable pour les poteaux de rives et poteau d'angle.

Tableau V.22. Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A ($cm^{2)}$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$
Poteau (30x30)	-8.49	133.84	9.05	3.01	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (35 x35)	29.88	475.99	12.31	9.60	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (40 x40)	-28.01	839.17	16.08	9.80	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (45 x45)	-6.80	1039.38	20.11	7.80	/	15	/	vérifiée	/

V.3.3.Détermination des armatures transversales:

V.3.3.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u:

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{u\ adm}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant pour l'état limite ultime ;

b : Largeur de la section du poteau ;

d : hauteur utile de la section du poteau ;

τ_{bu} : contrainte de cisaillement ;

$\tau_{u\ adm}$: contrainte limite de cisaillement du béton.

V.3.3.2.Contrainte tangente admissible $\tau_{u\ adm}$:

La valeur de la contrainte $\tau_{u\ adm}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

Tableau V.23. Calcul de $\tau_{u\ adm}$.

	Poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\tau_{u\ adm}$	Min $\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa$\}$	Min $\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa$\}$
Situation durable	$\tau_{u\ adm}$ = 2.5 MPa	$\tau_{u\ adm}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\tau_{u\ adm}$ = 3.26 MPa	$\tau_{u\ adm}$ = 4.34 MPa

- Selon le RPA99 Version 2003 : **[Art.7.4.3.2] (1)**

$\tau_{ub\ adm} = \rho_d$ x f_{c28}

$\rho_d = 0.075$ ……Si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ ……Si l'élancement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{I} \; ; \; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : λ : l'élancement du poteau ;

i : rayon de giration ;

I: moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée ;

B : section du poteau ;

L_f : longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.24. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (KN)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
30 x 30	$G+Q+E_{dx}$	17.33	0.21	24.73	0.075	1.88	3.26	vérifiée
35 x 35	$G+Q+E_{dx}$	64.52	0.57	10.60	0.075	1.88	4.34	vérifiée
40 x 40	$G+Q+E_{dx}$	60.47	0.40	9.27	0.075	1.88	4.34	vérifiée
45 x 45	$G+Q+E_{dx}$	44.85	0.23	11.90	0.075	1.88	4.34	vérifiée

V.3.3.3.Calcul les armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer les contraintes tangentiel de cisaillement due aux efforts tranchants ;
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Selon le CBA93 : [**Art.A.5.1.2.3] (2)**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs φ_t est donnée par la relation suivante :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

Avec : φ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales ;

$A_t = n_t \times a_t$ avec n_t est le nombre des barres transversales.

Laue espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq$ Min [0.9 d ; 40 cm]

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t : section d'armatures transversales ;

b : largeur de la section droite ;

h : hauteur de la section droite ;

S_t : espacement des armatures transversales.

On a : $\varphi_{l\min}$ = 12 mm

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

-Selon le RPA99 Version 2003 : [**Art.7.4.2.2] (1)**

On a : $S_t = \frac{h \times A_t \times f_e}{\rho \times V_u}$

Avec : $A_t = n_t \times a_t$ avec n_t est le nombre des barres transversales.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

Le RPA93 Version 2003 fixe les espacements maximum en zone III comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10$ cm ;
- Dans la zone courante : $S_t \leq$ Min ($b_1/2$; $h_1/2$; $10\varphi_l$)

Avec : φ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $\frac{A_t}{S_t \times b_1}.0.3\%$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\frac{A_t}{S_t \times b_1}. 0.8\%$ si $\lambda_g \leq 3$
- $0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$ si $3 < \lambda_g < 5$

Tableau V.25. Les armatures transversales et leurs espacements.

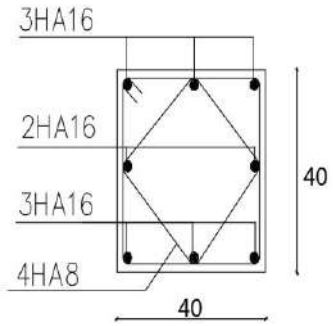
Section	V_u (KN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ choisi}$ (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
30 x 30	17.33	2.01	7.14	2.5	Courante	15	4 HA 8 =2.01
					Nodale	10	
35 x 35	64.52	2.01	3.06	3.75	Courante	15	4 HA 8 =2.01
					Nodale	10	
40 x 40	60.47	2.01	2.67	3.75	Courante	15	4 HA 8 =2.01
					Nodale	10	
45 x 45	44.85	2.01	3.43	3.75	Courante	15	4 HA 8 =2.01
					Nodale	10	

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : [Art.7.4.2.2] (1)**

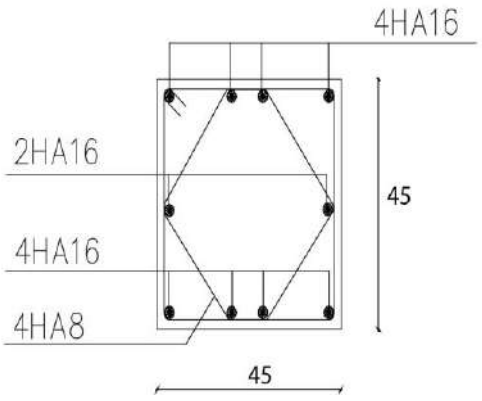
Tableau V.26. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.3\%$	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
30 x 30	Courante	0.45	2.5	-	vérifiée
	Nodale	0.67		-	vérifiée
35 x 35	Courante	0.38	3.75	vérifiée	-
	Nodale	0.57		vérifiée	-
40 x 40	Courante	0.33	3.75	vérifiée	-
	Nodale	0.50		vérifiée	-
45 x 45	Courante	0.30	3.75	vérifiée	-
	Nodale	0.45		vérifiée	-

Ferraillage poteaux (40X40)



Ferraillage poteaux (45X45)



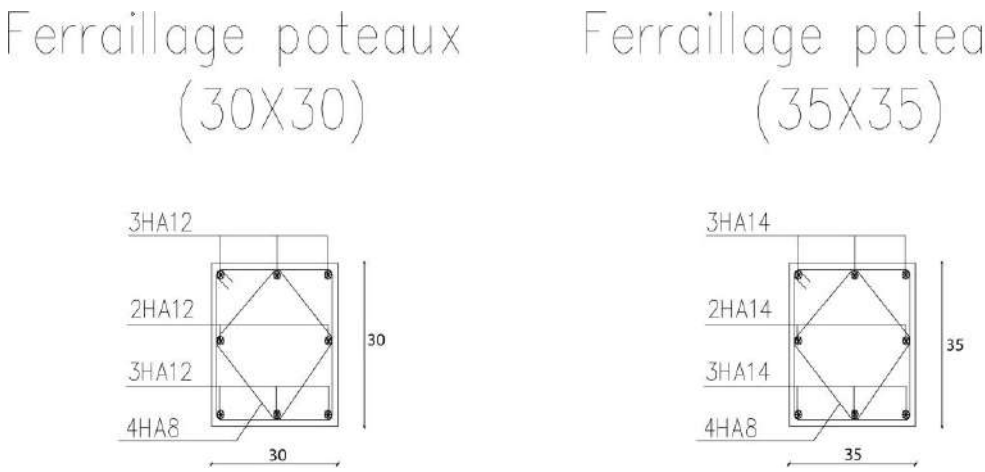


Figure V.5. Ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Les voiles pleines:

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

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

-des armatures verticales ;

-des armatures horizontales ;

-des armatures transversales.

V.4.1.1.Les armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400.

Les aciers verticaux sont deux nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

- **CBA :**

$$0.1\ \% \leq \frac{2A_y}{a.b} \leq 0.5\ \%$$

Avec : a : l'épaisseur du voile ;

b : la largeur de la zone tendue.

RPA 99 Version 2003 : [Art.7.7.4.3] (1)

$A_v = 0.2\ \% B_t$ avec : B_t est la section horizontale tendue du voile. [**Art.7.7.4.1] (1)**

$A_v = 0.15\%.B$ avec B est la section globale du voile. [**Art.7.7.4.3] (1)**

$A_v = 0.10\ \%.B$ en zone courante.

- **Espacement des armatures verticales :**

D'après le RPA 99 Version 2003, on a l'espacement admissible:

$S_v \leq$ Min [1.5 a ; 30 cm]

Tableau V.27. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance et les armatures verticales sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$$

$A_{min\ RPA} = 0.20\%.b.e$

Tableau V.28. Les armatures verticales dans les voiles pleines (sens longitudinales).

Sens		Niveau	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	Av(cm²)	A_{min}(CBA)	A_{min}(RPA)
X	1	4.08	2.90	-1019.84	2481.54	0.8G-E_{dx}	37.76	4.35	7.65
		7.14	2.95	-354.15	-1635.31	0.8G-E_{dx}	23.00	4.42	5.64
		13.26	3.00	-134.38	878.49	0.8G-E_{dx}	10.00	4.50	6.66
Y	2	4.08	3.55	-570.08	5067.14	0.8G-E_{dy}	54.90	5.32	6.45
		7.14	3.60	-404.54	3218.72	0.8G-E_{dy}	35.44	5.40	6.51
		13.26	3.65	-55.40	1572.93	0.8G-E_{dy}	15.45	5.47	6.15
I	3	4.08	3.55	-720.42	-1887.16	0.8G-E_{dx}	27.79	5.32	7.56
		7.14	3.60	-496.05	-1285.55	0.8G-E_{dx}	19.01	5.40	7.56
		13.26	3.65	-122.09	-788.07	0.8G-E_{dx}	8.97	5.47	6.63
	4	4.08	1.47	334.32	453.50	0.8G-E_{dy}	7.06	2.20	1.89

Tableau V.29. Les armatures verticales et l'espacement dans les voiles pleines.

Sens		Niveau	L (m)	A_{choisi} (cm²)	Espacement (cm)
X	1	4.08	2.90	2x (17HA12)=38.43	15
		7.14	2.95	2x (12HA12)=27.13	15
		13.26	3.00	2x (14HA8)=14.07	15
Y	2	4.08	3.55	2x (21HA14)=64.62	10
		7.14	3.60	2x (17HA12)=38.43	15
		13.26	3.65	2x (13HA10)=20.41	15
I	3	4.08	3.55	2x (16HA12)=36.19	15
		7.14	3.60	2x (16HA10)=25.13	15
		13.26	3.65	2x (14HA8)= 14.07	15
	4	4.05	1.34	2x (5HA10)= 7.85	10

Vérifications à l'ELS :

Tableau V.30. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\sigma_{s\ adm}$	Min $\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
	$\sigma_{s\ adm}$ = 201.63 MPa	$\sigma_{s\ adm}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\sigma_{b\ adm}$	0.6 f_{c28}	0.6 f_{c28}
	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.31. Vérification des armatures à l'ELS des voiles.

voile		L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_{badm} (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	σ_s (MPa)	σ_{sadm} (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$
X	1	2.90	923.83	-23.92	38.43	1.97	15	vérifiée	29.55	201.63	vérifiée
Y	2	3.55	850.67	-188.28	64.62	1.74	15	vérifiée	26.64	201.63	vérifiée
I	3	3.55	743.84	-65.89	36.19	1.43	15	vérifiée	21.40	201.63	vérifiée
	4	1.47	812.56	-9.58	7.85	3.65	15	vérifiée	54.71	201.63	vérifiée

V.4.1.2.Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refond, leur rôle principale est le reprendre l'effort tranchant.

Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

Tableau V.32. Calcul des armatures horizontales.

Sens		Niveau	L (m)	S_t (cm)	$A_{h\ calculé}$ (cm²)	$A_{h\ choisi}$ (cm²)
X	1	4.08	2.90	15	37.12	2x (25HA10)=39.27
		7.14	2.95	15	36.58	2x (18HA12)=40.72
		13.26	3.00	15	24.46	2x (18HA8)=18.10
Y	2	4.08	3.55	15	71.13	2x (25HA14)= 76.97
		7.14	3.60	10	42.50	2x (27HA12)= 61.07
		13.26	3.65	15	24.23	2x (18HA10)= 28.27
I	3	4.08	3.55	15	33.98	2x (25HA10)=39.27
		7.14	3.60	15	24.92	2x (18HA10)=28.27
		13.26	3.65	15	16.22	2x (18HA8)=18.10
	4	4.08	1.47	15	14.51	2x (25HA8)=25.13

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$

Avec : V : l'effort tranchant à la base du voile ;

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile (d = 0.9 x h) ;

h : hauteur total de la section brute.

La contrainte limite est : $\tau_{u\ adm} = 0.2\, f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u\ ad}$

Tableau V.33 : Vérification des contraintes des cisaillements.

Sens	Voile	L (m)	e (m)	H (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$
X	1	2.90	15	3.73	818.48	2.27	5	Vérifiée
Y	2	3.55	15	3.68	117.51	0.33	5	Vérifiée
I	3	3.55	15	3.68	-621.59	1.75	5	Vérifiée
	4	1.47	15	3.73	-155.95	1.09	5	Vérifiée

V.4.1.3.Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures φ_t tel que $\varphi_t \geq \dfrac{\varphi_v}{3}$, φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Tableau V.34. Diamètre des armatures transversales.

Sens		Armatures longitudinales φ_v	Epingles φ_t
X	1	HA8 à HA12	HA8
Y	2	HA10 à HA14	HA8
I	3	HA8 à HA12	HA8
	4	HA8	HA8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

V.4.2.Les voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1.Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refonds pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales.

V.4.2.1.1. Les armatures verticales:

On doit vérifier que $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,[0.9\,d\,;\,40\text{ cm}] \\ S_t \leq \text{Min}\,[1.5\,a\,;\,30\text{ cm}] \end{cases}$

$A_{min\ CBA} = \dfrac{B}{1000}$; $A_{min\ RPA} = 0.15\%.b.e$

Tableau V.35. Calcul les armatures verticales.

Voile		Niveau	S (cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	A_V(cm^2)	A_{min}(CBA)	A_{min}(RPA)
X	1'	4.08	15 x200	-866.06	-1345.47	0.8G-E_{dx}	32.84	3.00	3.26
		7.14	15 x85	-380.37	-190.97	0.8G-E_{dx}	11.47	1.27	1.75
		13.26	15 x90	-161.02	-101.59	0.8G-E_{dx}	5.39	1.35	1.64
I	2'	4.08	15 x205	-749.26	1884.62	0.8G-E_{dy}	33.45	3.07	3.17
		7.14	15 x210	-447.15	190.35	0.8G-E_{dy}	12.71	3.15	1.84
		13.26	15 x215	-150.75	105.31	0.8G-E_{dy}	5.36	3.22	1.57

Tableau V.36. Calcul les armatures verticales.

Sens	Voile	Niveau	A_{choisi} (cm²)	Espacement (cm)
X	1’	4.08	2x (15HA12)=33.93	10
		7.14	2x (8HA10)=12.57	10
		13.26	2x (7HA8)= 7.04	10
I	2’	4.08	2x (14HA14)= 43.10	10
		7.14	2x (8HA10)= 18.10	10
		13.26	2x (7HA8)= 7.04	10

- **Vérifications à l’ELS :**

Tableau V.37. Vérification des armatures à l’ELS des voiles.

voile		Niveau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm²)	σ_b (MPa)	σ_{badm} (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	σ_s (MPa)	σ_{sadm} (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$
X	1’	4.08	722.31	-32.00	33.93	1.86	15	vérifiée	27.89	201.63	vérifiée
		7.14	276.40	-7.75	12.57	1.49	15	vérifiée	22.33	201.63	vérifiée
		13.26	171.89	0.34	7.04	0.84	15	vérifiée	12.59	201.63	vérifiée
Y	2’	4.08	780.98	-16.74	43.10	2.20	15	vérifiée	32.94	201.63	vérifiée
		7.14	326.80	16.08	18.10	1.10	15	vérifiée	16.51	201.63	vérifiée
		13.26	165.36	2.65	7.04	0.92	15	vérifiée	7.75	201.63	vérifiée

V.4.2.1.2. Les armatures horizontales:

Tableau V.38. Calcul des armatures horizontales.

Sens	voile	Niveau	S_t (cm)	$A_{h\ calculé}$ (cm²)	$A_{h\ choisi}$ (cm²)
X	1’	4.08	15	38.22	2x (25 HA 10) = 39.27
		7.14	15	13.43	2x (18 HA 8) = 18.10
		13.26	15	8.04	2x (18 HA 8) = 18.10
Y	2’	4.08	15	41.77	2x (25 HA 12) = 56.55
		7.14	15	30.90	2x (18 HA 12) =40.72
		13.26	15	14.41	2x (18 HA 8) =18.10

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l’effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

Tableau V.39. Vérification des contraintes des cisaillements.

Sens	Voile	e (cm)	L (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$
X	1’	15	245	-725.16	3.07	5	vérifiée
Y	2’	15	250	-827.71	3.43	5	vérifiée

V.4.2.2. Les linteaux:

Les voiles avec files d’ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages « linteaux ».

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

V.4.2.2.1. Recommandations réglementaire :

– Selon le CBA93 :

Même conditions que les poutres.

– Selon RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement : $\tau_u = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$ **[Art.7.7.2] (1)**

Avec : V : l'effort tranchant à la base du voile ;

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile (d = 0.9 x h) ;

h : hauteur total de la section brute.

La contrainte limite est : $\tau_{u\,adm} = 0.2 f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u\,adm}$

V.4.2.2.2. Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- Des aciers transversaux (A_t) :
- Des aciers en partie courante (acier de peau "A_c")

Premier cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ **[Art.7.7.3.1] (1)**

– **Les aciers longitudinaux :** **[Art.7.7.3.1.a] (1)**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l^{'} = A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$ et z = h – 2 c'

Avec : M : moment dû à l'effort tranchant (V = 1.4 $V_{u\,calculé}$)

h : la hauteur total du linteau ;

c' : distance d'enrobage.

– **Les aciers transversaux:** **[Art.7.7.3.1.b] (1)**

a) Linteaux longs :

Les linteaux sont considérés comme des longes poutres dans le cas où $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$, dans ce cas,

l'espacement S_t devra rester inférieur ou égale à $S_t \leq \frac{A_t . f_e . z}{1.4V}$

Avec : S_t : Espacement entre les armatures transversales ;

A_t : section d'armatures transversales ;

l : portée du linteau :

z : h – 2 c'.

b) Linteaux courts :

Les linteaux sont considérés comme des courtes poutres, dans le cas où $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$, dans ce cas, l'espacement S_t devra rester inférieur ou égale à $S_t \leq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$

Avec : V = Min (V_1 : V_2)

$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$; $V_2 = 2\ V_{u\ calculé}$

M_{cj} et M_{ci} sont des moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l . f_e . z$ et z : h – 2 c'

2ème cas: $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ **[Art.7.7.3.2] (1)**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum règlementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin\alpha}$ avec $\tan\alpha = \frac{h - 2c'}{l}$; $V = V_{u\ calculé}$ (sans majoration).

✓ **Ferraillage minimal : [Art.7.7.3.3] (1)**

-Armatures longitudinales :

$(A_l' ; A_l) \geq 0.0015.b.h$ (0.15%)

-Armatures transversales :

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$, $A_t \geq 0.0015.b.s$ (0.15%)

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$, $A_t \geq 0.0025.b.s$ (0.25%)

-Armatures de peau :

$A_c \geq 0.002.b.h$ (0.20%)

A_c (2 nappes) doivent être ou total d'un minimum égale à 0.20 %.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.40. Calcul des armatures des linteaux.

Sens		Niveau	L (cm)	e (cm)	H (cm)	M (KN.m)	T (KN)	τ_b (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau_u \leq 0.06 f_{c28}$
X	1’	4.08	1.03	15	1.23	0.03	611.98	4.02	1.5	Traction/compression
		7.14	1.15	15	1.31	-0.04	573.88	3.59	1.5	Traction/compression
		13.26	1.18	15	1.31	0.04	397.69	2.48	1.5	Traction/compression
Y	2’	4.08	1.03	15	1.23	120.70	301.01	1.98	1.5	Traction/compression
		7.14	1.15	15	1.31	366.47	667.73	4.17	1.5	Traction/compression
		13.26	1.15	15	1.31	207.89	415.06	2.59	1.5	Traction/compression

✓ **Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :**

- A_D : armature diagonale ;
- A_l : armature longitudinales ;
- A_t : armature transversale ;
- A_c : armature de peau.

Tableau V.41. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

		$A_{calculé}$ (cm^2)			
Sens		A_D (cm^2)	$A_{l\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{c\ min}$ (cm^2)
X	1’	9.75	2.76	0.37	3.69
		8.85	2.94	0.37	3.93
		6.13	2.94	0.37	3.93
I	2’	4.78	2.76	0.37	3.69
		10.27	2.94	0.37	3.93
		6.38	2.94	0.37	3.93

Tableau V.42. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

			$A_{calculé}$ (cm^2)			
Sens		S_t (cm)	A_D (cm^2)	$A_{l\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{c\ min}$ (cm^2)
X	1’	10	12HA12=13.57	4HA10= 3.14	20HA8=10.05	12HA8=6.03
		10	8HA12=9.05	4HA10= 3.14	16HA8=8.04	12HA8=6.03
		10	8HA10=6.28	4HA10= 3.14	18HA8=9.05	12HA8=6.03
I	2’	10	8HA10=6.28	4HA10= 3.14	20HA8=10.05	12HA8=6.03
		10	12HA12=13.57	4HA10= 3.14	16HA8=8.04	12HA8=6.03
		10	8HA12=9.05	4HA10= 3.14	18HA8=9.05	12HA8=6.03

V.5. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l’infrastructure

V4

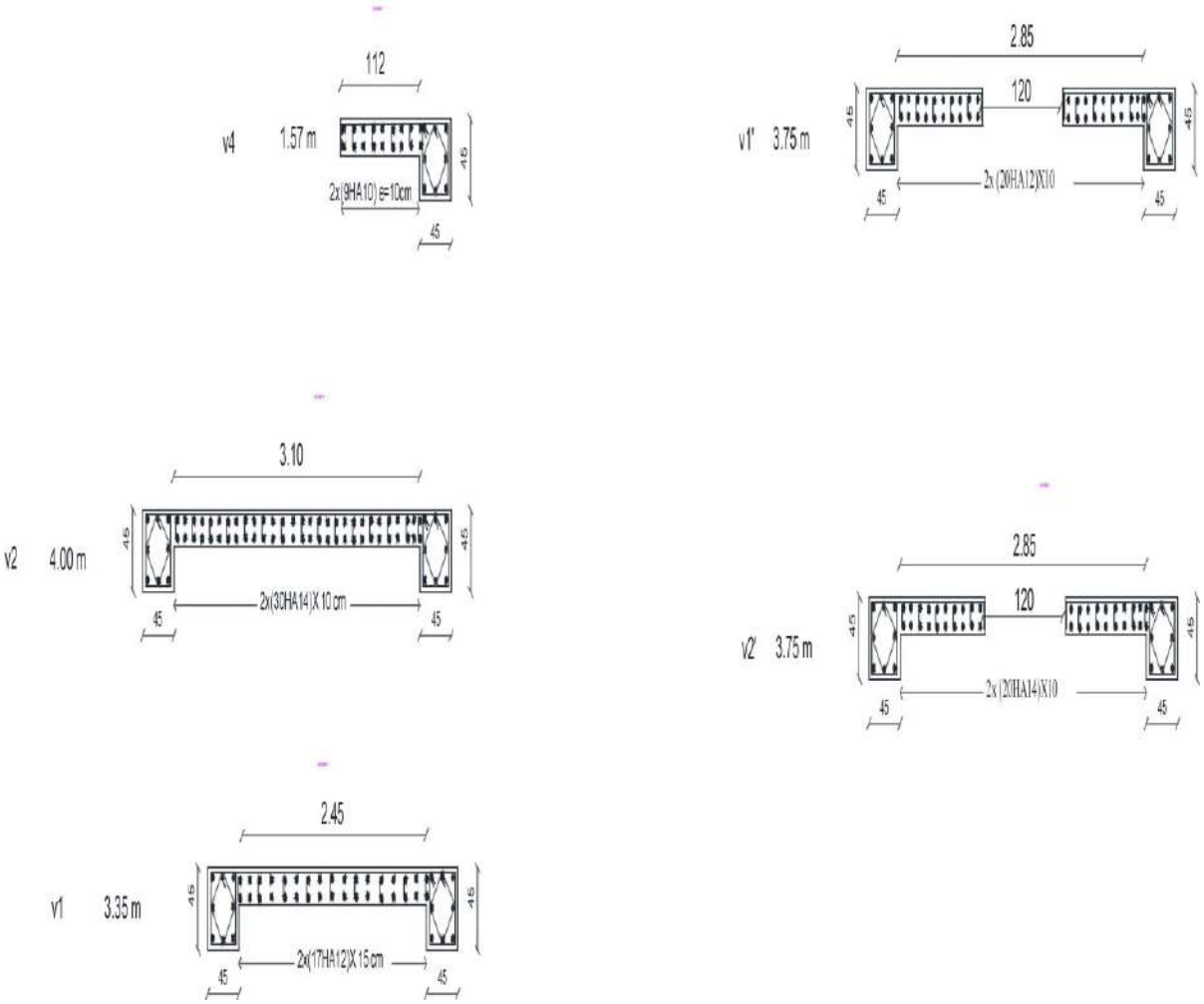


Figure V.6. Disposition des armatures des voile.

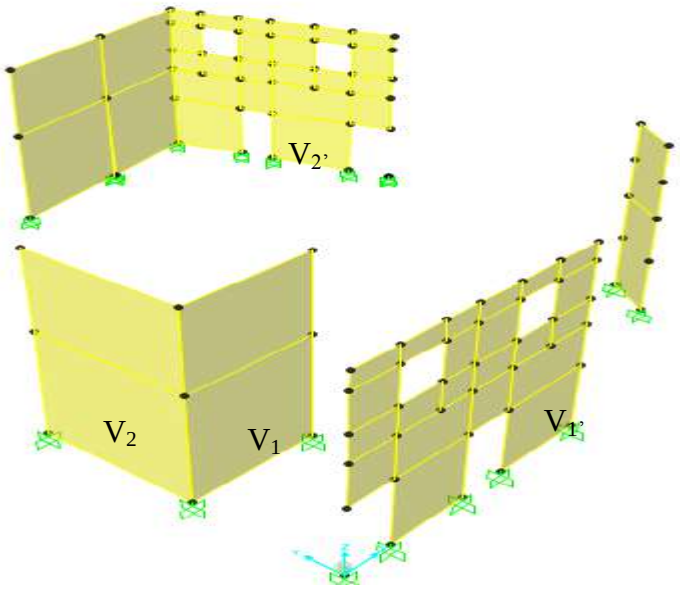


Figure V.7. Position des voiles

VI.1.Etude du sol :

VI.1.1.Introduction:

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechnique des déférents couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2.situation du projet:

Le projet est un bâtiment d'habitation en (RDC + 5 étages)

VI.1.3.Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux one été effectués :

Réalisation des essais in situ :

- Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'à une profondeur de 2 mètres

Une compagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4. Nature du sol :

Le site prospecte est constitué essentiellement de :

Une roche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse a argileuse ;

Le sol est de faible humidité, de faible a moyenne compacité , non compressible et non gonflant

- **Conclusion :**

La synthèse des données obtenue lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol est agressif vis-à-vis des bétons d'infrastructure ;
- La profondeur d'ancrage est de **2 m** par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\sigma_{sol} = 2$ bars ;
- La masse volumique humide : $\gamma_{sol} = 18$ KN/m^3

VI.2. Etude des fondations:

VI.2.1. Introduction:

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fondations suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain ;

- Assurent la liaison avec le sol et réparti les efforts ;
- Elle joue un rôle d'appuis ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations:

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix de type de fondation dépond de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- L'importance des charges ;
- Rapprochement des poteaux et des voiles ;
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI.2.3.Choix du type de fondation:

- Semelle isolée ;
- Semelle filante ;
- Radier.

D'après les caractéristique du sol (une contrainte moyenne admissible = bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous les voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification : (vérification du chevauchement entre les semelles). Chevauchement entre semelle isolées : $L \geq \frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$

- **L'enrobage "e" :**

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

- **La largeur "B" de la semelle :**

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique

$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$ avec σ_{sol} = 1.8 MPa (donnée par le rapport du sol). $\sigma_{semelle} = \frac{\Sigma N_{ser}}{S}$

- **Hauteur "H" de la semelle :**

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile "d" doit être

au moins égale au demi-débord de la semelle.

$d \geq \frac{B-b}{4}$; h = d + c = d + e + φ/2

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculé la longueur élastique des semelles comme suite :

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$

Avec : I : inertie de la semelle ;

E : module d'élasticité du béton ;

B : largeur de la semelle ;

K : coefficient de raideur du sol.

Si L ≤ $\frac{\pi}{2}$ x L_e Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si L > $\frac{\pi}{2}$ x L_e Répartition identique à celle d'une poutre sur appuis élastique.

VI.2.3.Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b

S = A.B = $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$; $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$; $B = \sqrt{\frac{b.N_{ser}}{a.\sigma_{sol}}}$;

- Semelle isolée sous poteau :

- **Répartition trapézoïdales :** $\sigma_b = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$
- $\sigma_1 = \frac{M}{A \times B}(1 - \frac{6e_{0b}}{B})$; $\sigma_1 = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{6e_{0b}}{B})$

Il faut résoudre : $\left[(\frac{a}{b})\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

- **Dimensionnement des semelles isolées :**Les résultats des efforts normaux aux fondations à l'ELS et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$M_{x\ ser}$ (KN.m)	$M_{y\ ser}$ (KN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)
S_1	834.58	-9.64	-1.93	2.30	2.30	50
S_2	1065.68	5.58	-6.75	2.60	2.60	60
S_3	543.78	-6.43	1.72	1.90	1.90	40

Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées.

Semelle	L (m)	A_1 (m)	A_2 (m)	$\frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$	$L \geq \frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$
S_1- S_2	2.85	2.60	2.60	3.90	Non vérifiée
S_3- S_4	2.85	2.30	2.60	3.18	Non vérifiée
S_5- S_6	2.90	2.30	2.60	3.18	Non vérifiée
S_6- S_9	2.80	2.60	2.60	3.90	Non vérifiée
S_9- S_{10}	3.40	2.60	2.60	3.90	Non vérifiée
S_{10}- S_7	2.80	2.60	2.60	3.90	Non vérifiée
S_7- S_8	2.90	2.60	2.30	3.18	Non vérifiée

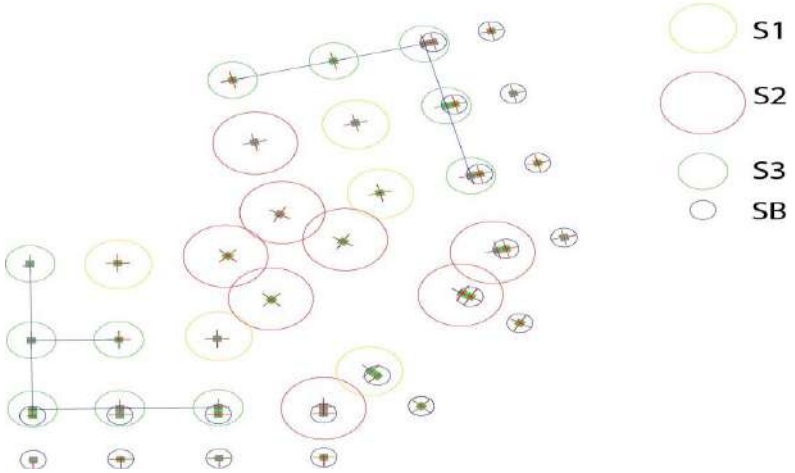


Figure VI.1 : chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes dans le sens de chevauchement.

Ona deux type de Ferraillage des semelle ; semelle isolees ; et semelle filantes **.**

VI.3.semelle isolées .

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des semelles isolées S1, S2 à l'ELU

	A(m)	B(m)	H (cm)	N_{ELU} (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	σ1	σ2	$\sigma_{1,2} \leq \sigma_{sol}$
S1	2.30	2.30	50	959.77	1.59	6.60	0.98	0.20	vérifiée
S2	2.60	2.60	60	1239.24	7.65	9.25	1.85	1.89	vérifiée

- **Ferraillage des semelles isolées**

On a deux types des semelles isolés :

Type 1: (S1)
Type 2: (S2, S3)

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles isolées TYPE (1, 2) à l'ELU **.**

	N_u (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{b\ ELU}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
Type 1	959.77	vérifiée	vérifiée	19.71	17.90
Type 2	1239.24	vérifiée	vérifiée	25.30	22.19

Tableau VI.5 : Ferraillage final des semelles isolées TYPE (1, 2, 3) et leur espacement**.**

	$A_{a\ final}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$ (cm^2)	S_a (cm)	S_b (cm)
Type 1	18HA12=20.36	18HA12=20.36	15	15
Type 2	24HA12=27.14	24HA12=27.14	10	10

-Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s = 2,835 MPa.

La longueur de scellement égale à: $Ls \geq L_s = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32$

Tableau VI.6:Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées TYPE (1, 2) **.**

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	L_S(cm)	$L_S \geq A/4$	A/8(cm)	$A/8 \leq L_S \leq A/4$
Type 1	2.30	2.30	57.5	42.32	Non vérifiée	28.75	vérifiée
Type 2	2.60	2.60	65	42.32	Non vérifiée	32.5	vérifiée

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Vérification de la stabilité au renversement : **[1] [Art 10.1.5]**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.7 :Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées TYPE (1, 2) **.**

	N_{ELS} (kN)	$M_{x\ ELS}$ (KN.m)	M_{yELS} (KN.m)	Ex(m)	Ey(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
Type 1	699.96	1.93	9.64	$2.75x10^{-3}$	$1.37x10^{-2}$	2.30	0.57	vérifiée
Type 2	906.96	5.58	6.75	$6.15x10^{-3}$	$7.44x10^{-3}$	2.60	0.65	vérifiée

VI.4.Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante sous des voiles;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux

- **Dimensionnement des semelles**

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton;
- Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm);
- Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \le \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{\Sigma N_{ser}}{s} \quad \Rightarrow \quad B \ge \frac{\Sigma N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad \text{S=B x L} \quad \Rightarrow \quad h \ge \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \Sigma l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée ;

d_D: débord droite de la semelle isolée.

Tableau.VI.8. Dimensionnement des semelles filantes.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$B_{calculé}$ (m)	B_{choisi} (m)	$H_{calculé}$ (cm)	H_{choisi} (cm)
SF_1	34.8	5063.17	2.00	1.15	1.50	29.25	30.00
SF_2	19.05	5016.94		1.56	1.90	39.25	40.00
SF_3	6.00	1804.27		1.50	1.90	39.25	40.00

- **Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :**

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\Sigma N_{ser} + P_{semelle} + P_{Apoteaux} + P_{Avoile} + P_{remblai}}{B_{choisi} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Sigma N_{ser} = \Sigma N_{ser(poeaux)} + \Sigma N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{choisi} \times L$$

Tableau.VI.9. Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semelle	ΣN_{ser} (KN)	$P_{semelle}$	$P_{A.poteau}$	$P_{A.voile}$	$P_{remblai}$	σ (bars)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF_1	7987.57	391.5	70.88	72.98	1315.44	1.88	2.00	vérifiée
SF_2	5947.07	361.95	39.49	14.14	846.96	1.99		vérifiée
SF_3	1804.27	114	13.16	0.00	266.76	1.93		vérifiée

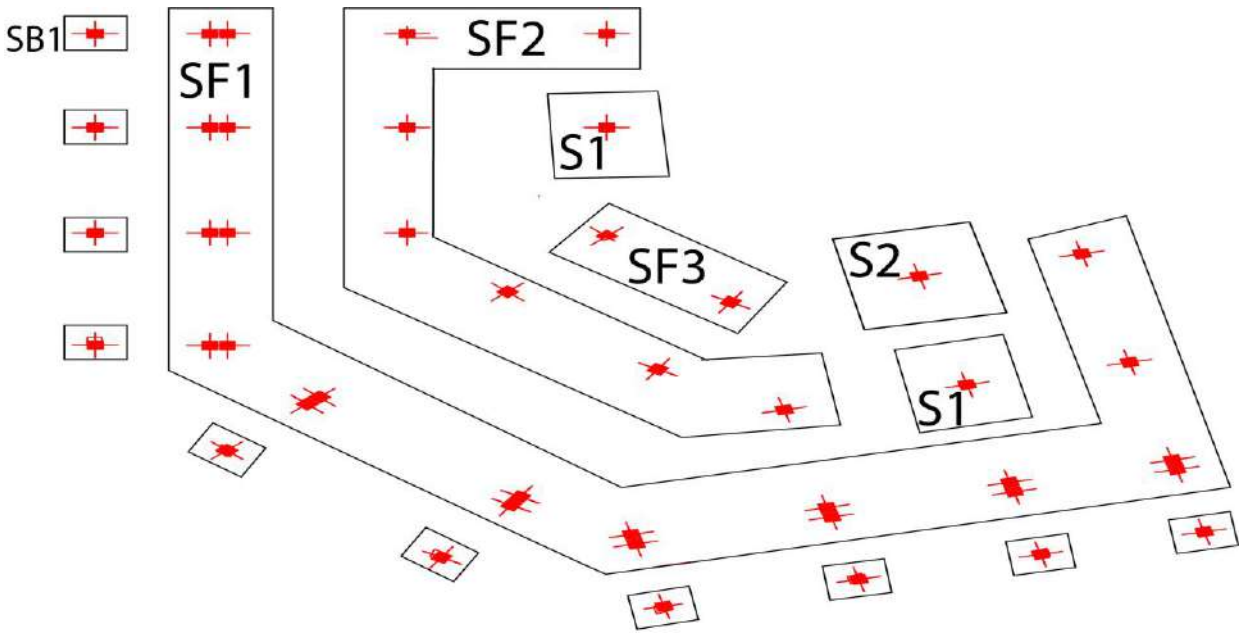


Figure VI.2. Position des semelles filant et isolle.

- **Vérification de la stabilité au renversement : Art [10.1.5]**

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau.VI.10 : Vérification de la stabilité au renversement

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF_1	7774.77	-3.18	0.04	1.50	37.5	Vérifiée
SF_2	5016.94	5.58	0.11	1.90	47.50	
SF_3	180.09	-8.73	0.04	1.90	47.50	

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

- **Vérification du chevauchement entre les semelles filantes :**

Tableau.VI.11: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle	L (m)	B (m)	B' (m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L \geq \frac{B+B'}{2}$
SF_1- SF_2	3.60	1.50	1.90	1.70	vérifiée
SF_2- SF_3	4.00	1.90	1.90	1.90	vérifiée

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

- **Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux :**

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

-La semelle continue ;

-La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$; $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$ $\Rightarrow$ $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.l_{max}^4}{E}}$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : Coefficient de réduire du sol tel que :

K=0,5[Kg/cm3] → pour un très mauvais sol ;
K=4 [Kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne ;
K=12[Kg/cm3] → pour un très bon sol ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^3}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.12 : Dimensionnement de la poutre de libage.

outre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	h_p calculé (cm)	h_p choisi (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
$P.L_1$	45	5.40	80.86	85	6.04	vérifiée
$P.L_2$	45	4.10	56.01	60	4.31	vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : $P.L_1$ = 45x85 cm² et $P.L_2$ = 45x60 cm²

- **Calcul le ferraillage :**
- **Sous voiles :**

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times (1 + \frac{3 \times e_0}{B}) \times \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{choisi}}{4}$$

Tableau VI.13 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF_1	266.71	0.16	0.059	25	Diagramme trapézoïdale
SF_2	379.42	0.79	0.282	31.66	

Tableau VI.14 : Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm²)	$A_{b.choisi}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm²)	$A_{a.rép}$ (cm²)	S_t (cm)
SF_1	266.71	0.16	1.50	5.86	7HA12= 7.92	15	2.97	10HA12=11.31	15
$SF_{2,3}$	379.42	0.79	1.90	6.79	7HA12= 7.92	15	3.76	12HA12=13.57	15

- **Sous plusieurs poteaux**

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau VI.15: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF_1	1433.78	0.79	0.055	25	Diagramme trapézoïdal
$SF_{2,3}$	1459.44	0.16	0.010	31.66	

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armature principales**

- **Tableau VI.16 :** Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	A (cm)	B (cm)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.choisi}$ (cm^2)	$A_{b.choisi}/ml$ (cm^2)	S_t (cm)
SF_1	1433.78	0.79	400	150	20.42	20HA12=22.62	5HA12=5.65	20
$SF_{2,3}$	1065.48	0.16	335	190	16.84	17HA12=19.23	6HA12=6.79	20

- **Armature de repartitions**

Tableau VI.17 : Ferraillages des armatures de répartition de la semelle.

semelle	B (cm)	$A_{b.choisi}/ml$ (cm^2)	$A_{rép.calculé}$ (cm^2)	$A_{rép.choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF_1	150	5HA12=5.65	2.11	6HA12=6.79	15
$SF_{2,3}$	190	6HA12=6.79	3.22	6HA12=6.79	15

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{choisi} \quad ; \quad q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{choisi}$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma N_u + 1.35(P_{semelle} + P_{Apoteaux} + P_{pl} + P_{remblai})}{B_{choisi} \times L} \leq 2\overline{\sigma_{sol}}$$

Tableau VI.18 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	L (m)	ΣN_u (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{A.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF_1	5.40	7774.77	528.53	19.14	1762.7	2.91	1.93	1.88	289.87	282.71
SF_2	4.10	5828.79	488.63	17.77	1130.6	0.58	2.06	1.99	391.94	378.46

- **Détermination des moments de la poutre de libage :**

Tableau VI.19 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T(kN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
-574.35	506.05	806.96	-574.35	506.05
439.83	353.84	744.65	439.83	353.84

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau VI.20 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Poutre de libage		M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
SF1	Travée	506.05	18.94	0.00	4HA16+6HA16=20.11
	Appuis	-574.35	21.70	0.00	4HA14+12HA14=24.63
SF2	Travée	353.84	19.71	0.00	4HA16+6HA16=20.11
	Appuis	439.83	25.23	0.00	4HA16+10HA16=28.15

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma_b} = 15MPa$ $\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Tableau VI.21 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Poutre de libage		M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s^{'}$ (MPa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	439.92	20.11	8.99	201.63	119.12	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-560.5	23.09	10.54	201.63	138.68		
SF2	Travée	320	20.11	11.22	201.63	144.91	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	397.77	28.15	11.19	201.63	141.58		

- **Vérification du cisaillement de la poutre de libage [Art.5.2.4.2] (2):** On doit vérifier **:**

$\tau \le \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = (\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.50MPa$ ……fissuration préjudiciable

$\tau = - \le \bar{\tau} = 2.50MPa$ ……vérifiée.

- **Armatures transversales**

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants

Tableau VI.22 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P. libage	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			**$S_{t.calculé}$**		**$A_{t.calculé}$** (cm^2)
			S_t (cm^2)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm^2)	S_{ZC} (cm^2)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm^2)	S_{ZC} (cm^2)	
SF1	806.96	2.18	40	0.06	21.25	21.25	9.56	10	15	4HA10=3.14
SF2	744.65	2.47	36	0.06	20	20	11.4	10	15	4HA10=3.14

- **Armature de peau selon CBA93 A.7.**

le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre

U=Hx2+B ;Ap=3xU ,donc :

Tableau VI.23 : Armature de peau .

	B (cm)	H (cm)	U (cm)	A_p (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
SF1	45	85	215	6.45	6HA12=6.79
SF2	45	60	165	4.95	4HA14=6.16

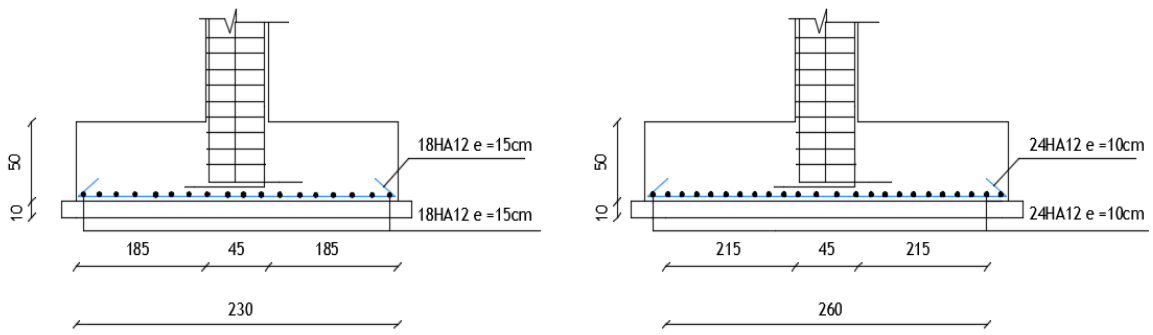


Figure VI.3. ferraillage des semelle isolle.

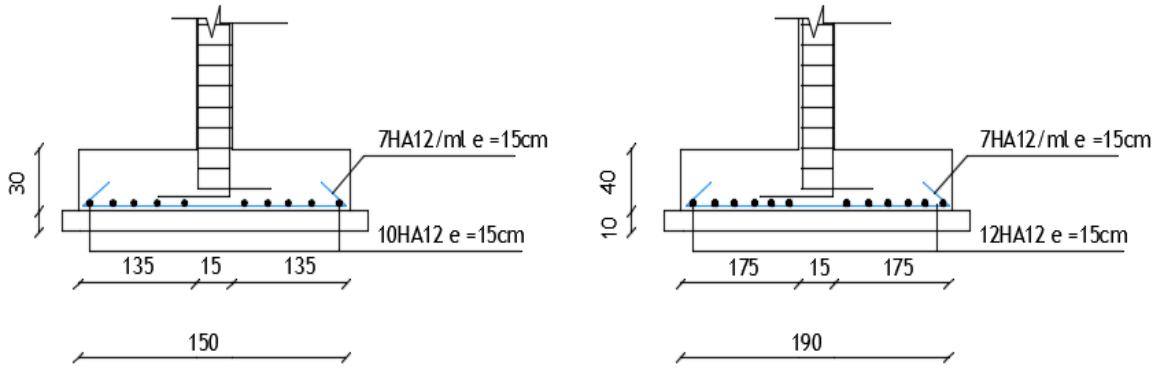


Figure VI.4. ferraillage des semelle fillante continue

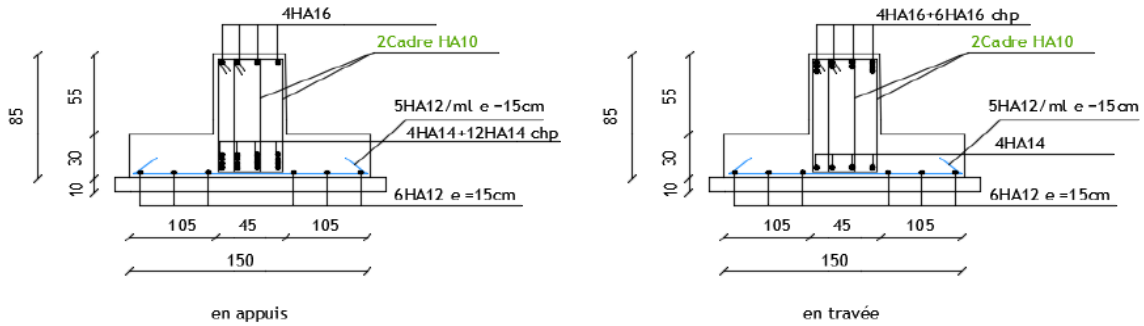


Figure VI.5. ferraillage des semelle fillante sous poteau1

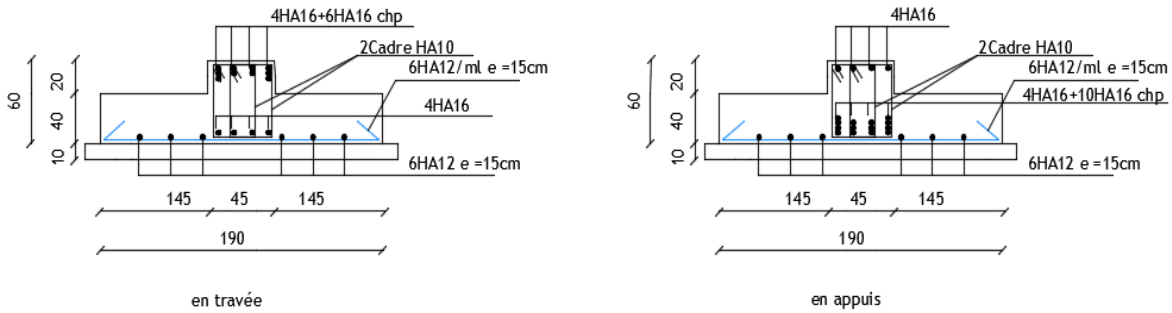


Figure VI.6. ferraillage des semelle fillante sous poteau2

VI.5. Les longrines:

VI.5.1. 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.5.2. Pré dimensionnement:

- Selon le RPA 99 version 2003 : [**Art 10.1.1.b] (1)**

Pour un sol de fondation de catégorie (S_3), les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont (25 x 30) cm^2.

Donc : on adopte (b x h) = (30 x 30) cm^2.

VI.5.3. Détermination des sollicitations:

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

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ELS} = \dfrac{N_s}{\alpha} \geq 20\ KN \end{cases}$$

Avec : N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ;

N_s : effort à la base du poteau sollicité soit à l'ELS ;

α : coefficient se site en fonction de la zone sismique.

Tableau.VI.24. Valeurs de coefficient α.

site	Zone		
	I	II_a	II_b et III
S_1	-	-	-
S_2	-	15	12
S_3	15	12	**10**
S_4	12	10	8

Dans notre cas : site S_3 et zone sismique III (α = 10).

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{1459.95}{10} = 145.99\ KN \geq 20\ KN \text{……condition vérifiée} \\ F_{ELS} = \dfrac{1065.68}{10} = 106.56\ KN \geq 20\ KN \text{……...…condition vérifiée} \end{cases}$$

VI.5.4. Calcul du ferraillage:

Etant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F.

A l'ELU les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \dfrac{F_u}{\sigma_s}$.

VI.5.5. Recommandation des règlements:

- Selon le RPA 99 Version 2003 : [**Art 10.1.1.](1)**

Le ferraillage minimum doit être le 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 φ_t).

- Selon le CBA : [**Art 7.1.2] (2)**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.25. Ferraillage longitudinales des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x30	1495.59	145.99	4.29	6HA12=6.79	0.9	5.4	vérifiée

VI.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire. Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser}.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

Avec $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{106.56 \times 10^3}{679} = 15.69$ MPa

$\sigma_{sadm} = Min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}) = 201.63 MPa$

Tableau.VI.26. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A_{choisi} (cm^2)	σ_s MPa	σ_{sadm} MPa	$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$
30x30	1065.68	106.56	6.79	15.69	201.63	vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $B \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}}$

B=30x30=900 $B = 30 \times 30 = 900 cm^2 \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{6.79 \times 400}{2.1} = 1293.33 cm^2$ ……. condition vérifiée

VI.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \tau_{sadm}$

Avec $\tau_s = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{38.03}{300 \times 275} = 0.46 MPa$

Fissuration préjudiciable : $\tau_{sadm} = Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 2.5 MPa$

$\tau_s = 0.46 MPa \leq \tau_{sadm} = 2.5 MPa$ …….. condition vérifi

- **Armatures transversales :**

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

L'espacement entre les armatures d'âme successive doit être le plus faible des valeurs suivant :

- Selon le CBA : [**Art A.6.4.2] (2)**

$\varphi_t = Min(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l)$; On prendre : φ_l =12 cm.

$\varphi_t = Min(8.75mm;30mm;12mm)$ donc : $\varphi_t \leq 8.57$ mm ; on prendre : φ_t = 8 mm

$A_t = a_t \times n_t$ $(n_t = 4)$

$a_t = \frac{\pi \times \varphi_t^2}{4} = 50.24mm^2$ A_t = 200.96 mm^2 donc A_t = 4 HA8 = 2.01 cm^2

- Selon le RPA 99 version 2003 : [**Art 7.5.2.2] (1)**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courant} \end{cases}$$

D'après le CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t.b_0} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{S_t.b} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.27. Calcul des armatures transversales et leur espacement..

Elément		CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		A_t choisi (cm^2)
section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
30x30	38.03	24.75	0.30	7.50	15	0.90	10	15	4HA8= 2.01

- **Schémas des armatures de longrine axe 1 file A- B**

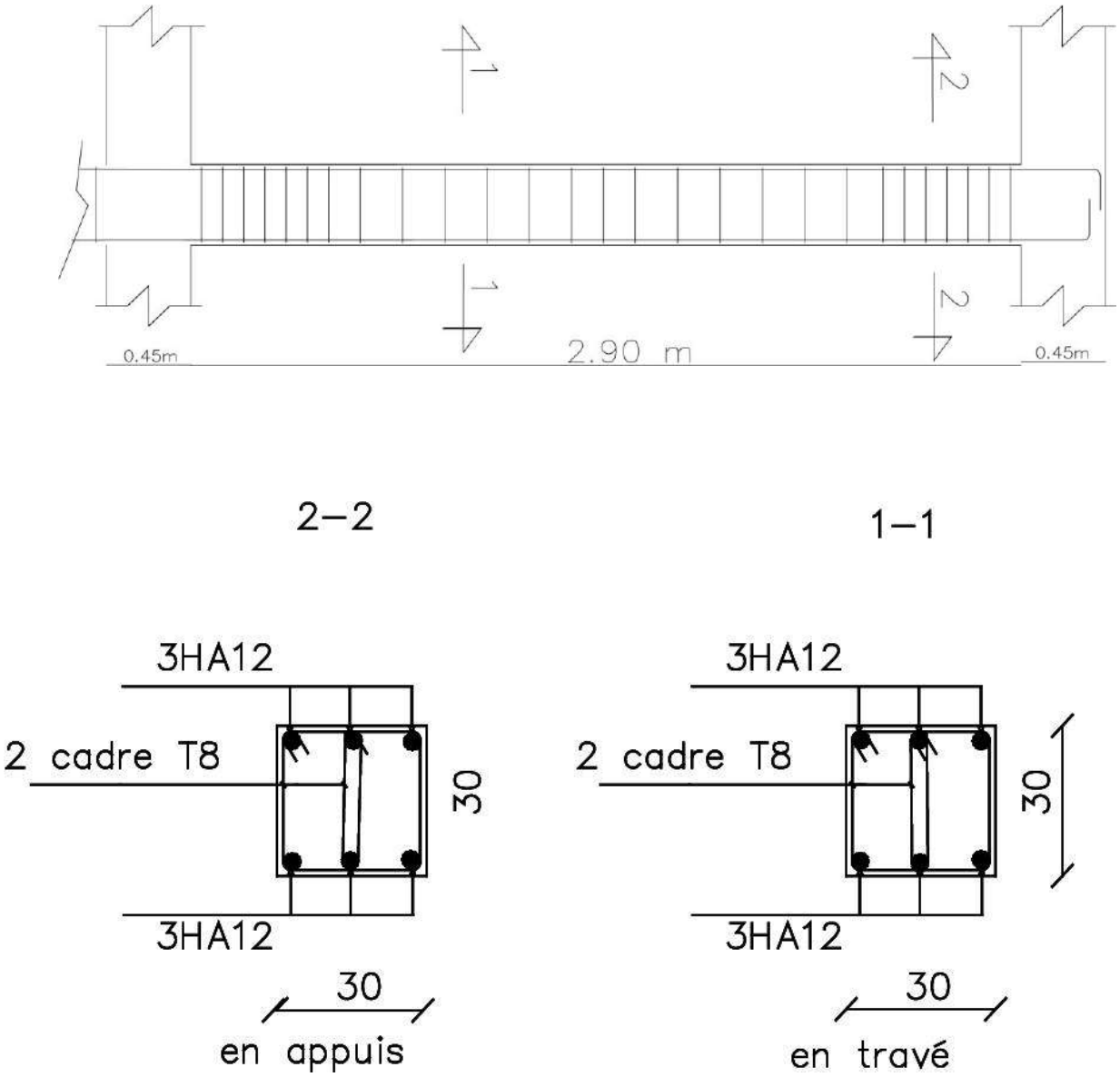


Figure.VI.7. Ferraillage des longrines

Conclusion general

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la règlementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Après une étude approfondie, nous avons su trouver des solutions adéquates aux multiples problèmes techniques rencontrés.

Parmi les problèmes rencontrés, c'est de trouver une disposition idéale des voiles afin de stabiliser le bâtiment, cela est dû à l'irrégularité de la structure.

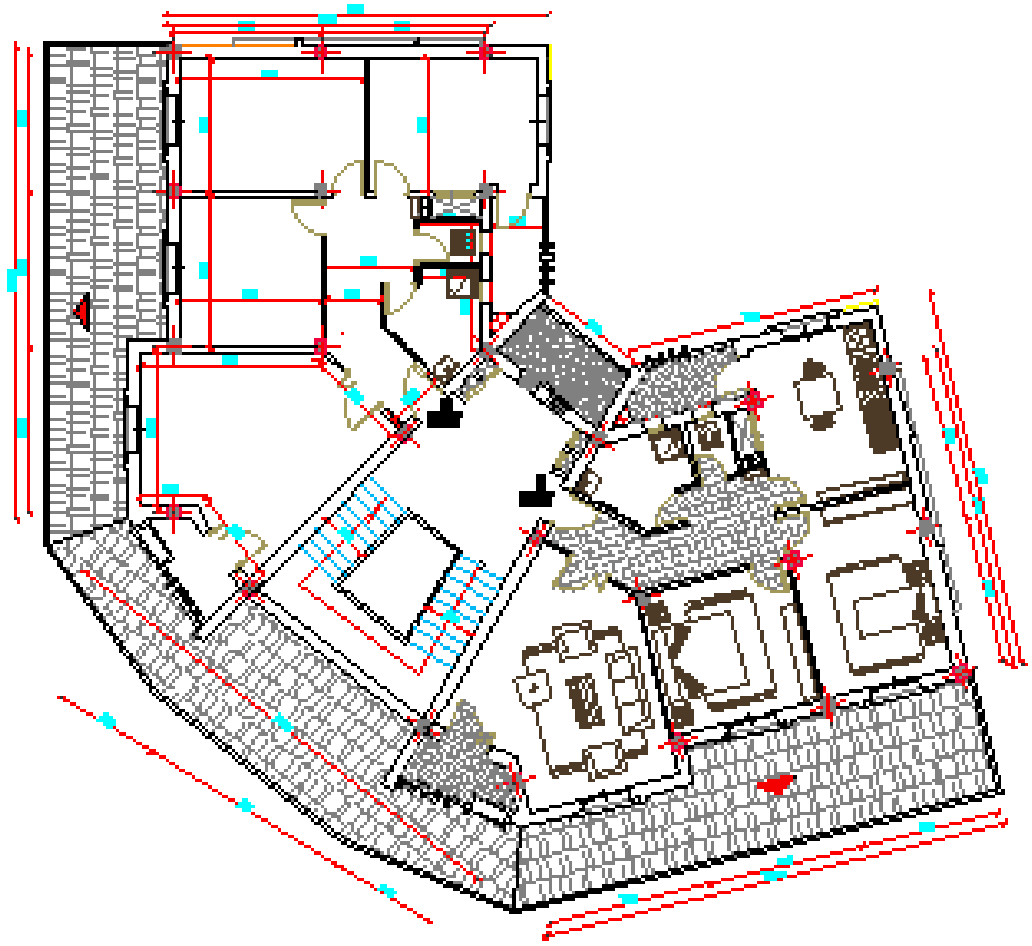
Le dimensionnement des voiles de contreventement a atteint 15cm d'épaisseur pour assurer une déformation dans le domaine élasto- plastique pour assurer ainsi la ductilité de la structure.

Pour les semelles filantes sous les poteaux rectangulaires qui présentent des grandes valeurs des efforts normaux, qui a produit des dimensions importantes des semelles, cela nous a obligés de faire de petites modifications sur les plans initiaux d'architecture.

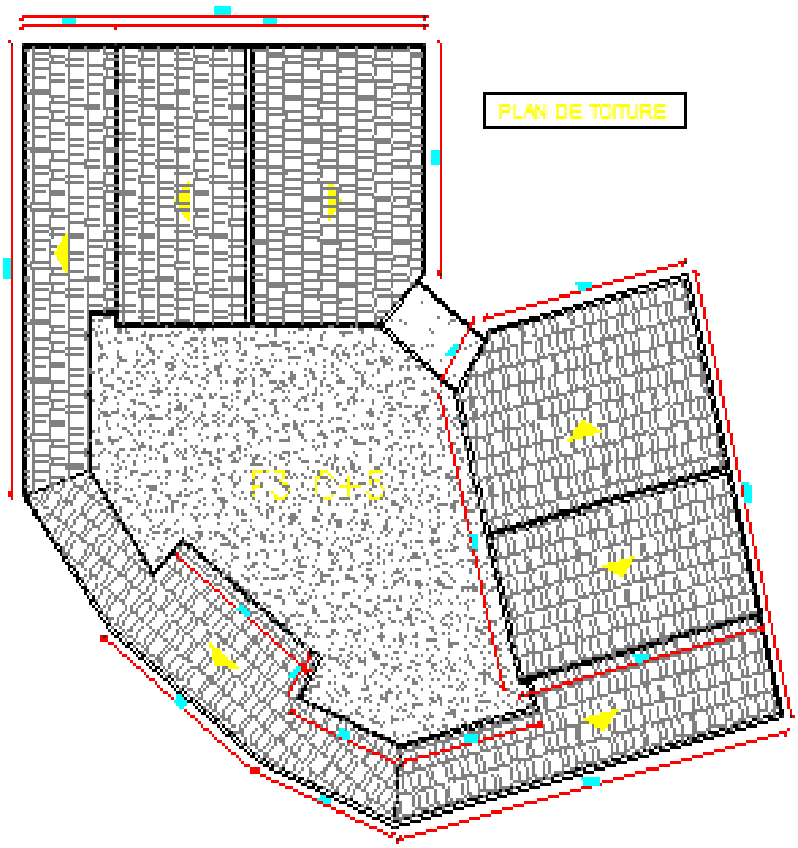
Nous avons atteint ce stade de solutions adaptées à cet ouvrage à partir de la consultation des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des ingénieurs dans le domaine du génie civil.

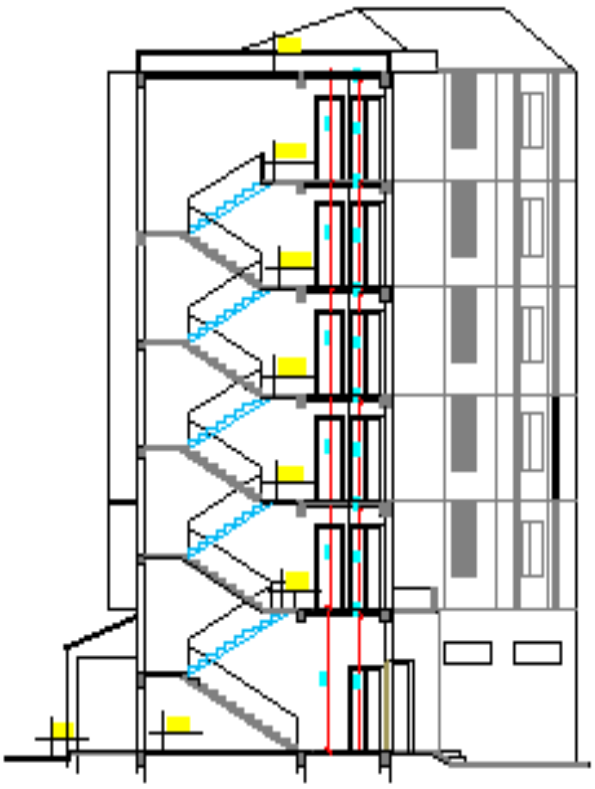
Finalement, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres futurs projets de fin d'études et sera complété, développé et enrichi.

étage courant F3 R+5




FACADE PRINCIPALE F3


PLAN DE TOITURE
F3 R+6



coupe