REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème : Etude bâtiment S-sol +RDC+6 Étages implanté en zone IIb

---

Présenté par

MEDDAHI Manal

KHELLADI Manel

Proposé et Dirigé par

***M^me^*. Kallou Amel**

Promotion 2022

Remerciement

Nous remercions tous d'abord le tout puissant et miséricordieux DIEU, qui nous a accordé sante, énergie et volonté, pour que nous soyons aujourd'hui ici avec ce parcours et ce travail.

Mon sincère remerciement et mes profondes reconnaissances vont spécialement à notre encadreur Mme Kallo amel pour son disponibilité, son aide, son précieux directive, son dévouement, ses qualités humaines et scientifiques, son patience, ses conseils généraux et pour la qualité de son encadrement aussi bien technique que morale, qui nous a permis de mener à terme ce projet de fin d'études, Et un merci sincère à tous nos fidèles professeurs depuis l'école primaire jusqu'a l'université.

Merci beaucoup

Dédicace

A ma mère pour son grand amour, ses sacrifices et

toutes l'affectation qu'elle m'a toujours offerte.

D'un cœur pur je présente ce cadeau à mon mari et monsoutien

dans la vie SOFIANE

A mon père et mon grand-père pour son grand amour sapa

patience et ses considérables sacrifices pour meparvenir à ce

niveau.

A ma grand-mère qui a guidé durant les
moments les plus pénibles de ce long chemin,Je
leursouhaite miséricorde et pardon.

A ma sœur d'âme Imane et ses enfants (Med,
Sidra et Anas)

A mes frères Imad et Alilou

A mon frère Hicham et sa femme Imane et leur
petit enfant Iyad

A ma belle-mère et beau-père et mes belles sœurs

MEDDAHI Manel

Dédicace

Je dédie cet humble travail à :

Mes parents sont toujours

avec moi que Dieu les protège

A mes chères sœurs : Nahla.

Meriem. Fadila

Mes chers frères : Djaber.

Imad

A tous mes amis et collègues sans exception.

KHELLADI Manel

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية سكنية مكونة من (طابق تحت الارض +طابق ارضي +ستة طوابق) و المقرر بناؤه في ولاية المدية وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المعتدلة IIb.

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

قياس الابعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر :

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلزال«RPA99».
- قواعد الخرسانة المسلحة« CBA93».
- الدراسة الزلزالية تمت اساسا على تقنيات حساب الهياكل.

و اخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وذلك بحساب الاساسات المناسبة لها مع مراعات متطلبات تقرير التربة .

الكلمات المفتاحية: الهياكل, التسليح ,الخرسانة, المسلحة ,الاساس, الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en béton armé comportant S-sol+RDC+6étages, qui est implanté à MEDEA, classée selon le« RPA99 version2003 » comme une zone de moyenne séismicité (Zone IIb).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 moyennantle logiciel de calcul SAP2000 V22. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les 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 floor+ Ground floor+6floors), Which will be established in MEDEA-classified according to«RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (zone IIb).The resistance of thestructure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (framesand 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 ofsoftware SAP2000 V22. Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequatefoundations by holding account the prescriptions of the report of ground.

Keys words: construction, reinforced concrete, foundation, seismic study

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale……1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction……2

I.2. Destination et situation……...2

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……...2

I.3.1. Dimensions en plan ……....2

I.3.2. Dimensions en élévation……..3

I.4. Conception de la structure……..3

I.4.1. Ossature de l'ouvrage…….....3

I.4.2. Planchers……..3

I.4.3. Maçonnerie……..4

I.4.4. L'acrotère ……....4

I.4.5. Escalier……4

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……...4

I.5.1. Béton……....4

I.5.2. Ciment……..5

I.5.3. Granulats……..5

I.5.4. L'eau de gâchage……..5

I.5.5. Les adjuvants……...5

I.5.6. Béton armé……...5

I.5.6.1. Résistance du béton……..6

I.5.6.2. Coefficient de Poisson (υ)……....7

I.5.6.3. Module de déformation longitudinale……..7

I.5.6.4. Module de déformation transversale……....7

I.5.7. Acier…….....9

I.6. Principe de calcul du CBA 93 ……...9

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction ……12

II.2. Les plancher……12
II.2.1. Plancher à corps creux ……12
II.2.2. Dalle pleine ……..12
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……..13
II.3.1. Plancher corps creux……13
II.3.2. Dalle pleine ……14
II.3.3. Maçonnerie ……....15
II.4. Les poutres ……..16
II.4.1. Prédimensionnement ……....16
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 ……..16
II.4.3. Poutres principales……....16
II.4.4-Poutres secondaires ……...17
II.5. Les poteaux……...17
II.5.1. Etapes de prédimensionnement ……17
II.5.2. Prédimensionnement des poteaux……...21
II.6. LES Voiles……...22

CHAPITRE III CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction……....26
III.2. Acrotère…….26
III.3. Plancher à corps creux……...27
III.3.1. Les poutrelles……..28
III.3.1.1. Avant coulage……...28
III.3.1.2. Après coulage……28
III.2.1. 3 Type 1 : poutrelle à 2 travée……..28
III 2 .1.4 : Type 2 poutrelle à 3 travée :……30
III.3. Dalle pleine……..35
III.3.1. Prédimensionnement…….35
III.3.2. Déterminations des sollicitations……...35
III.3.3. Calcul de ferraillage……...35

III.3.3.1. Armatures longitudinales……..35

III.3.3.2. Armatures de répartitions……..36

III.3.4. Verification à l'ELS……36

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant a ELU……..36

III.3.6. Vérification de la flèche……...36

III.4. Escaliers……...37

III.4.1. Prédimensionnement……37

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges……...38

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU……..40

III.4.4. Vérification à l'ELS……..40

III.4.5. Vérification de la flèche……...41

III.4.6. Calcul de la poutre palière……41

III.4.6.1. Prédimensionnement……41

III.4.6.2. Evaluation des charges……42

III.4.6.3. Calcul des efforts internes……...42

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière……43

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. Introduction……...44

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure…….....44

IV.2.1. Centre de masse et Centre de torsion……44

IV.2.1.a. Centre de masse……44

IV.2.2.b. Centre de torsion……45

IV.3. Disposition des voiles……46

IV.3.1. Voile périphérique (niveau sous-sol)……...46

IV.3.2. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement……...47

IV.4.Excentricité……48

IV.4.1. Dimensions du bâtiment……..48

IV.4.2. Excentricité admissible……48

IV.4.3.Centre de Rigidité & Centre de Masse……..48

IV.4.4. Excentricité théorique (statique)……..49

IV.4.5. Excentricité accidentelle……..49
IV.4.6. Effets de la torsion accidentelle……50
IV.5. Calcul dynamique du batiment……51
IV.5.1. Choix de la méthode de calcul…… 51
IV.5.2. La Méthode dynamique modale spectrale…….51
IV.5.2.1. Principe……...51
IV.5.2.2. Modélisation……52
IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul …….53
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique……..55
IV.6.1. Vérification du comportement modale de la structure……....56
IV.6.2. Vérification de participation massique……..…….....57
IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul...……...57
IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement……..…….59
IV.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..60
IV.6.4.2. Moment de renversement……..……..61
IV.6.4.3. Moment stabilisant……..……62
IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…….…….62
IV.6.6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment…..……...64
IV.6.7. Vérification du cisaillement des éléments…….……65
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…..……67

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. Introduction……..…….69
V.2. Les combinaisons des charges……..…….69
V.3. Recommandation des règlements……...……69
V.4. Ferraillage des poutres……70
V.4.1. Vérification des contraintes……70
V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement……72
V.4.3. Calcul des armatures transversales……..72
V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire……..73
V.4.5. Schémas des armatures des poutres……74
V.5. Ferraillage de poteaux ……..……...75
V.5.1. Introduction……..…75

V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme……...75
V.5.3. Recommandations des règlements……..76
V.5.4. Détermination des sections d'acier……..…...77
V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux……...…79
V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant……..….79
V.5.7. Armatures transversales……...81
V.6. Ferraillage des voiles……...…82
V.6.1. Les voiles pleins……..82
V.6.2. Traitement du voile…….82
V.6.3. La contrainte limites de cisaillement ……..84
V.6.4. Détermination des sections d'acier……...85
V.6.5. Calcul des armatures horizontales……....85
V.6.5.1. Espacement……..87
V.7. Ferraillage des trumeaux……..88
V.7.1.Calcul des armatures verticales……88
V.7.1.1.Espacement……..……..89
V.7.1.2. Armatures horizontales…….90

CHAPITRE IV : CALCUL DES FONDATIONS.

VI.1. Introduction……...92
VI.2.Types de fondations……92
VI.3.Caractéristiques du sol…….……...92
VI.4. Choix du type de fondations ……..93
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau……..93

Conclusion générale

Conclusion générale……...…106

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Les classes des granulats.

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse).

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant.

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison .

Tableau II .7: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Tableau II .8 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU.

Tableau.III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU.

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse l'ELS.

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS.

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU.

Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU.

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS.

Tableau.III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS.

Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Tableau. III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Tableau. III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Tableau. III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Tableau.III.14 : Vérification de la flèche.

Tableau III.15 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Tableau III.16 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine.

Tableau III.17 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine.

Tableau III.18 : Vérification contrainte à ELS.

Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS.

Tableau III.20 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

Tableau III.21: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

Tableau III.22: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

Tableau III.23: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

Tableau III.24: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

Tableau III.25: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

Tableau III.26: Vérification de la contrainte tangentielle.

Tableau III.27: Vérification à l'E.L. S.

Tableau III.28: Vérification de la flèche de l'escalier.

Tableau III.29: Pré dimensionnement de la poutre palière.

Tableau III.30: Ferraillage de la poutre palière.

Tableau III.31 : Vérification à l'E.L. S de la poutre palière.

Tableau III.32: Vérification des contraintes tangentielles delà poutre palière.

Tableau III.33: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière.

Tableau III.34: Vérification de la flèche de la poutre palière.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 :1ére disposition (voile de contreventement).

Tableau IV.2 : 2éme disposition

Tableau IV.3 : 3éme disposition (disposition finale)

Tableau IV.4: Calcul du centre de masse centre d'inertie.

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité théorique

Tableau IV.6 : Calcul de l'excentricité accidentelle.

Tableau IV.7 : Calcul de l'excentricité totale.

Tableau IV.8 :.Détermination du coefficient de comportement R de la structure.

Tableau IV.9 :.Détermination du facteur de qualité Q du bloc.

Tableau IV.10 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.11 : Périodes et coefficients de participation massique.

Tableau IV.12 : Calcul de la force sismique(M.S.E).

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Tableau IV.14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y.

Tableau IV.15 : Calcul du moment de renversement.

Tableau IV.16 : Calcul du moment stabilisant.

Tableau IV.17 : Vérification des stabilisation.

Tableau IV.18 : Vérification l'effet P-Δsens X.

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δsens Y.

Tableau IV.20 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Tableau IV.21 : Vérification des déplacements inter-étages sent Y.

Tableau. IV.22 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Tableau. IV.23 : Vérification des contraintes de cisaillement pot direction X.

Tableau. IV.24. Vérification des contraintes de cisaillement pot direction Y.

CHAPITRE .V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principale.

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire.

Tableau V.3: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses.

Tableau V.4:vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Tableau V.5.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et non porteuses.

Tableau V.6: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses.

Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres.

Tableau V.08: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.222.

Tableau V.09:Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L.S.

Tableau V.10:Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Tableau V.11: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux.

Tableau V.12: Calcul des armatures horizontales.

Tableau V.13:Calcul des armatures verticales (V_1,)voiles pleins L=3.6.

Tableau V.14: Armatures verticales dans les voiles pleins.

Tableau V.15 : Vérification à l'ELS des armatures horizontales.

Tableau V.16: Calcul des armatures verticales trumeaux .L=1.18

Tableau V.17 : Vérification à l'ELS des armatures verticales.

Tableau V.18 : Vérification à l'ELS des armatures verticales.

Tableau V.19:Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux.

Tableau V.20 : La section d'armatures horizontales des voiles.

CHAPITRE .VI CALCUL DES FONDATIONS.

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

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

Tableau VI.4: Vérification de la stabilité au renversement.

Tableau VI.5: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Tableau VI.6: Dimensionnement de la poutre de libage**.**

Tableau VI.7: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Tableau VI.8: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Tableau VI.9: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Tableau VI.10: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de(q)de la poutre de libage.

Tableau VI.12: Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Tableau VI.14: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des longrines.

Tableau VI.17: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales des longrines.

Liste Des Figures

CHAPITRE I : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

Figure. I.1 : Allure de la structure

Figure I.2: Plancher à corps creux

Figure I.3: Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj.

Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

Figure I.5:Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELS.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS

Figure II .1 : Plancher à corps creux.

Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité.

Figure II.3: Coupe de voile en élévation.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

Figure III.3 : Diagrammes des moments et l' efforts tranchants à l'ELU du plancher **a)** terrasse et **b)**EC

Figure III.4 : Diagrammes des moments à ELS du plancher **a)** terrasse et **b)** EC

Figure III.5 : Diagrammes des moments et et l'efforts tranchant à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC.

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher **a)** terrasse et **b)** EC.

Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis **a)** terrasse **b)** EC.

Figure III.9 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Figure III.10 : Dimensions de l'escalier.

Figure III.11: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.

Figure III.12: Diagrammes des efforts internes **a)** à l'E.L. U et **b)** à l'E.L. S.

Figure III.13 : Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Figure III.14 : Efforts internes dans la poutre palière **a)** à l'ELU et **b)** à l'ELS.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV. 1 : la disposition des voiles périphérique (partie Sous -Sol).

Figure IV. 2 :1ére disposition des voiles.

Figure IV.3 :2éme disposition des voiles.

Figure IV.4 :3éme disposition des voiles (disposition finale).

Figure IV.5 : Modélisation de notre structure en **"SAP2000.v21.2.0".**

Figure IV.6 : Spectre de réponse.

Figure IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

Figure IV.8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

Figure IV.10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

CHAPITRE .V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 : Les armatures des poutres porteuses de terrasse sauf les 3 travées élancées.

Figure V.2 : Les armatures des poutres porteuses de 3 travées élancées de terrasse

Figure .V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles(V1),S.sol,RDC de 1^{ere}étage.

Figure .V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles(V1), de(2^{eme} et3^{eme}) étage.

Figure .V.5 : Disposition des armatures verticales dans le voiles(V1),de(4^{eme},5^{eme}et^{6ème}) étage.

Figure .V.6: Le Ferraillage des trumeaux de $1^{ére}$, $2^{éme,}3^{éme}$,$4^{éme}$ et $5^{éme}$étage.

CHAPITRE .VI CALCUL DES FONDATIONS.

Figure VI.1: Semelle.

Figure VI.2: Les bulles de pression sous la semelle.

Figure VI .3 : chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Figure VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.

Figure VI.5: Ferraillage de la longrine.

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot} : longueur total.
L_f : Longueur de flambement.
L_t : Largeur de la section tendue.
L_t : Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
K: Rigidité.
Z: bras de levier.
M : Moment fléchissant.
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'E.L.U.
M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.
N_u : Effort normal ultime.
T_u , V_u: Effort tranchant ultime.
T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
R_a : Réaction à gauche.
R_b: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

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 de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

HA : Haut adhérence

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant

Terr : terrasse.

Introduction.

INTRODUCTION GENERALE.

Intriduction générale

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composéde corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante. Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et dela réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements etselon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière.

L'étude sera menée sur un bloc en ***Sous-sol+RDC+6*** constitué par des portiques poteaux- poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition desdifférents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèlede la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***SAP2000 V21.2***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux etvoiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***

La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages)***

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales …… consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation (multiple, habitation avec des garages et locaux de commerces). Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un entresol + Un rez-de-chaussée (RDC) + six étages. Il sera implanté à Médéa , classée comme une zone de haute sismicité (zone IIb) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme de V (ou irrégulière), dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur d'entre-sol : **3,00 m.**
- Hauteur de RDC et des étages courants : **4,08 m.**
- Hauteur totale du bâtiment : **23,19 m.**
- Longueur totale : **19.785 m.**
- Largeur totale : : **19.785 m.**
- Hauteur d'étage : **3.06 m.**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

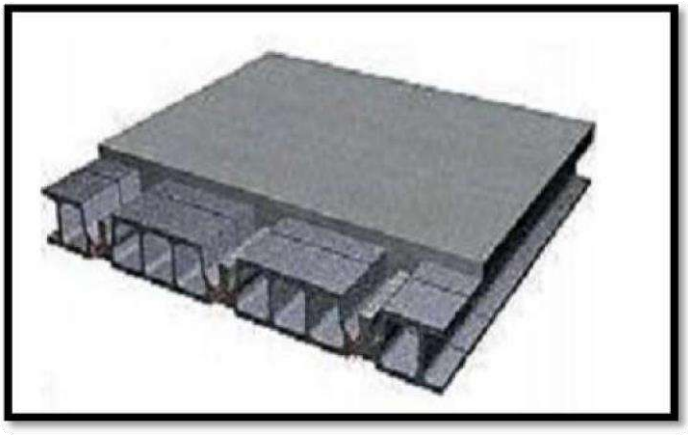


Fig. I.2: Plancher à corps creux

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux-Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

Tableau I.1 : Les classes des granulats.

	Sables	**Gravillons**	**Cailloux**
Fins	0,08 à 0,315	5 à 8	20 à 31,5
Moyen	0,315 à 1,25	8 à 12,5	31,5 à 50
Gros	1,25 à 5	12,5 à 20	50 à 80

I.5.4. L'eau de gâchage

L'eau utilisée en construction sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre. La résistance finale d'un béton dépend essentiellement du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange.

I.5.5. Les adjuvants

Un adjuvant est un produit chimique ajouté aux bétons, mortiers et coulis au moment de leur confection pour modifier leurs caractéristiques et améliorer certaines propriétés telles que la rhéologie, la cinétique d'hydratation et quelques performances mécaniques selon le besoin.

I.5.6. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.6.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

a) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

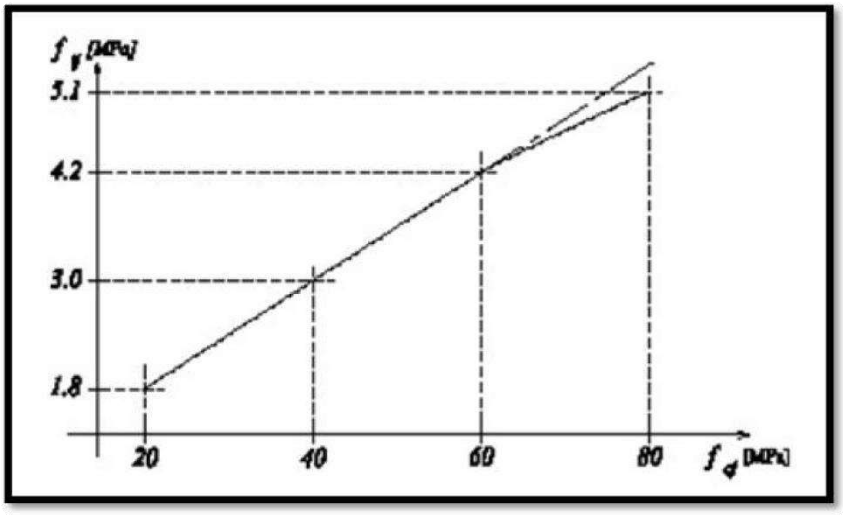


Fig. I.3 : Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj.

I.5.6.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \qquad (I.4)$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS) ;

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.6.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad (I.5)$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,MPa \qquad (I.6)$$

I.5.6.4. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2\times(1+\nu)} \qquad (I.7)$$

Avec :

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de poisson.

❖ **Modèles de Calcul**

➢ **A L'ELU**

Diagramme contrainte - déformation du béton

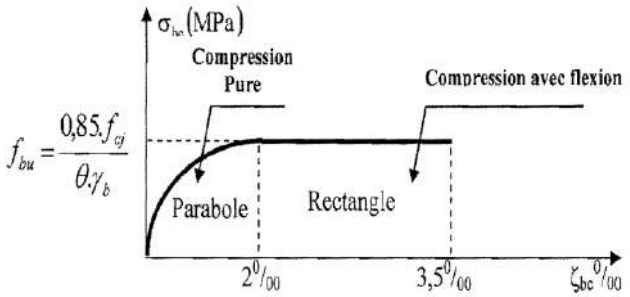


Fig.I.4: Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\Theta.\gamma b} \qquad \text{(I.8)}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton :

γ_b =1,5 .....situation durable.

γ_b =1,15 .....situation accidentelle.

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

Θ = 1 .....t > 24 h

Θ = 0,9 ..... 1h< t < 24h

Θ = 0,8 .....t < 1h.

➢ **A L'ELS :**

La contrainte admissible de compression du béton : La valeur de la contrainte admissible de la compression du béton est prise égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

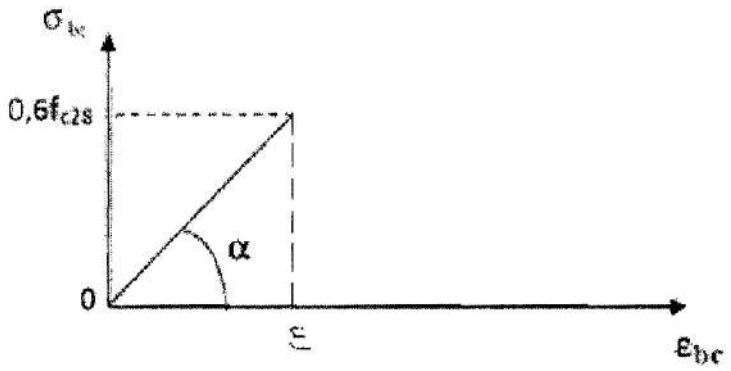


Fig. I.5 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS.

I.5.7. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  1- *Equilibre statique ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  1- *La compression du béton ;*
  2- *L'ouverture des fissures ;*
  3- *La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 500*MPa »*

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire : il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \qquad [2]$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 3.50 m d'où alors $14\ cm \leq h_t \leq 17.5\ cm$

On adoptera $h_t = 20\ cm$ telle que : $h_t = d + e$

d = 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc $h_t = (16 + 4)\ cm$.

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq ep. \leq (L\ x\ /40) \qquad [2]$$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

L = 3.5 m d'où alors $7.78\ cm \leq h_t \leq 8.75\ cm$

Pour la dalle plaine on adoptera : $e_p = 10cm$

b) Sécurité contre l'incendie

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

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

c) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance $3.5/45 \leq ep \leq 3.5/40 \implies 7.78 \leq ep \leq 8.75$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm

- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

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

II.3.1. Plancher corps creux :

a) Plancher terrasse :

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**6.76**

b) Plancher courant :

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**5.66**

II.3.2. Dalle pleine :

a) Terrasse :

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.71**

b) Etage courant :

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant .

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.57**

II.3.3. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

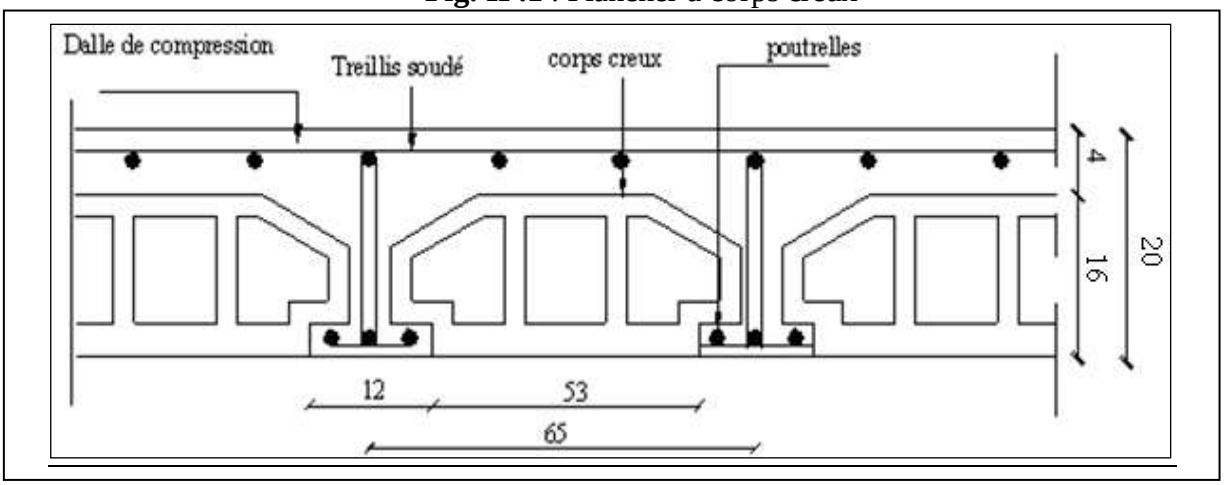
№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
			G	**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
			G	**2.52**

Fig. II .1 : Plancher à corps creux



c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m^2. [4]

b) Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m^2 [4]

II.4. Les poutres :

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

II.4.1. Prédimensionnement :

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \qquad [1]$$

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 :

$B \geq 20cm$

$H \geq 30cm$ [1]

$H/b \leq 4.0$

$Bmax \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a $L_{max}= 3.50$ m

Alors : $23.33 \leq h \leq 35$ On prend $h = 35$ cm

Et $10.5 \leq b \leq 24.5$ On prend $b = 30$ cm

-Vérification selon le RPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 35 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.16 \leq 4.0$ (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** $L_{max} = 3.50$ m

Alors : $23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$ On prend $h = 30$ cm

Et $10.50 \leq b \leq 24.50$ On prend $b = 30$ cm

-Vérification selon le RPA99

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 30 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1 \leq 4$ (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.5. Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but. L'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation : donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha} \qquad [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad [1]$$

Avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

L_f**=0.7** L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \dfrac{D}{4}$ $I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

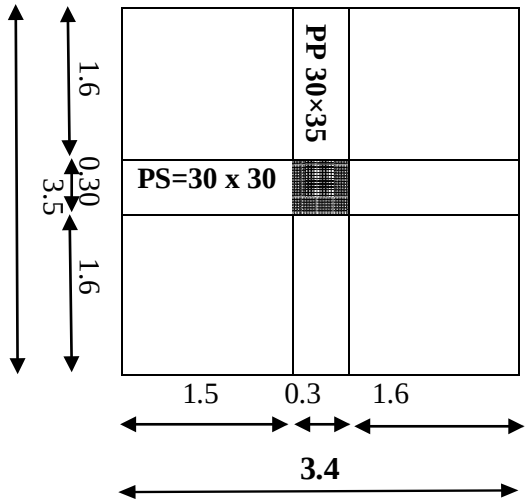


Fig. II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (3.4-0.30) x (3.5-0.30)$\Rightarrow$ **S_p=9.92 m²**

❖ Surface total :

S_t=3.40x3.50$\Rightarrow$ **St=11.9 m²**

-Niveau (6éme étage)

Gpalncher = 6.76 x9.92= 67.06 kN

Gpoteau **sollicite** = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 6.88 kN

Gpoutres = 25x [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau} = 67.06 + 6.88 + 15.37 =$ **89.31 kN**

-Niveau (5éme étage)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau\ sollicite} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau} = 56.15 + 9.37 + 15.37 =$ **80.89 kN**

-Niveau (4eme étage)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 56.15 + 9.37 + 15.37 =$ **80.89 kN**

-Niveau (3eme étage)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 56.15 + 12.24 + 15.37 =$ **83.76 kN**

- Niveau (2eme étage)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 56.15 + 12.24 + 15.37 =$ **83.76 kN**

- Niveau (1er étage)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.30x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 56.15 + 15.50 + 15.37 =$ **87.02 kN**

- Niveau (RDC)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.45 \times 0.45 \times 4.08 \times 25 = 20.65$ kN

$G_{poutres} = 25x\ [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37$ kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = 56.15 + 20.65 + 15.37 =$ **92.17 kN**

- Niveau (S / sol)

$G_{palncher} = 5.66 \times 9.92 = 56.15$ kN

$G_{poteau} = 0.45 \times 0.45 \times 3.00 \times 25 = 15.18$ kN

$G_{poutres}$ = 25x [(3.20x0.30x0.35) + (3.10x0.30x0.30)] = 15.37 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 56.15+15.18+15.37 = **86.70kN**

- Loi de dégression [4]

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

- **Charge d'exploitation :**
  - Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m²
  - Habitation : Q =1.5 KN/m²
  - Administration : Q =2.5 KN/m²
  - Dépôt : Q = 3.5 KN/m²
- **Charge permanentes total** :

  Détermination des charges

  permanente :

G plancher t ou c =point de plancher terrasse x S plancher t ou c.

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau) = b x h x he x poids volumique du béton armé.

Poids volumique de béton armé =25KN/m.

- **Charge d'exploitation totale :**

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression.

La loi de dégression des charges s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, où lesoccupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dansle nombre d'étages intervenant dans la loi de dégressions, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$Qn=Q_0+[(3+n)/(2n)][Q_1+Q_2+ ..... +Q_n]$

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2**]

Q : Le coefficient étant valable pour $n \geq 5$.

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

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

- Le tableur **Tableau II-8** représente l'effort normal ultime Nu de chaque niveau dans les calcule des poteaux.

Tableau II .7: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} x St (du niv)	$Q_{cumulée}$		
6	89.31	89.31	11.90	11.90	138.41	152.25
5	80.89	170.20	17.85	29.75	274.39	301.83
4	80.89	251.09	17.85	47.60	410.37	451.40
3	83.76	334.85	17.85	65.45	550.22	605.24
2	83.76	418.61	17.85	83.30	690.07	759.07
1	87.02	505.63	17.85	101.15	834.32	917.75
RDC	92.17	597.80	17.85	119	985.53	1084.08
S-sol	86.70	684.50	17.85	136.85	1129.35	1242.28

II.5.2. Predimensionnement des poteaux

Tableau II .8 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	cm²	cm²	cm²			cm²	kN	kN	
6eme	30 x 30	0.9	2.14	21.35	0.79	1089	138.41	152.25	CV
4eme	35 x 35	1.22	2.14	18.55	0.80	1444	410.37	451.40	CV
2eme	40 x 40	1.60	2.14	16.48	0.81	1849	690.07	759.07	CV
S-sol	45 x 45	2.02	2.14	14.60	0.82	2218	1129.35	1242.28	CV

- Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b1,h1) ≥25cm en zones I et II
- Min (b_1. h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4
- Donc. pour le poteau carré (30x30) on a :
- Min (30. 30) = 30 cm ≥ 25 cm. (C.V)
- Min (30. 30) =30 cm ≥ 306/20 =15.3 cm (C.V)
- 1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes**.**

II.6. LES 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.

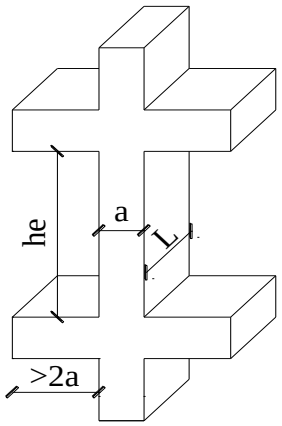


Fig. II-3: Coupe de voile en élévation.

Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus. l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $he = h - Ps$; $L \geq 4a$

Pour notre structure: **a ≥** MAX (he / 22. 15 cm). [2]

En revanche he =3.06-0.30= 2.76 m (pour les étages courants et le RDC).

On trouve : (he/22) = 12.54 cm alors ; **a** ≥ max (12.32cm ; 15cm)= 15 cm.

Donc. on adopte les épaisseurs suivantes

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement dedimensionnement après le calcul dynamique.

Chapitre III :

Calcul des éléments.

CHAPITRE III CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
  Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlementBAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

III.2. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est 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 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande d'un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

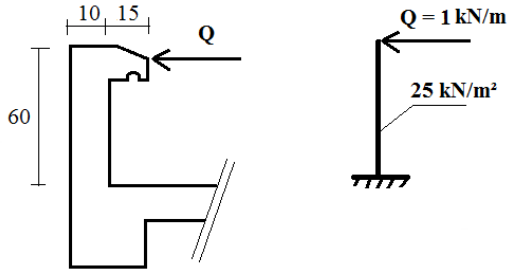


Fig.III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (Cm^2)	A' (Cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (Cm^2)	St_v (Cm)	$S_{rép}$ (Cm)
Section 100x10 (cm^2)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8= 2x2,01	25	20

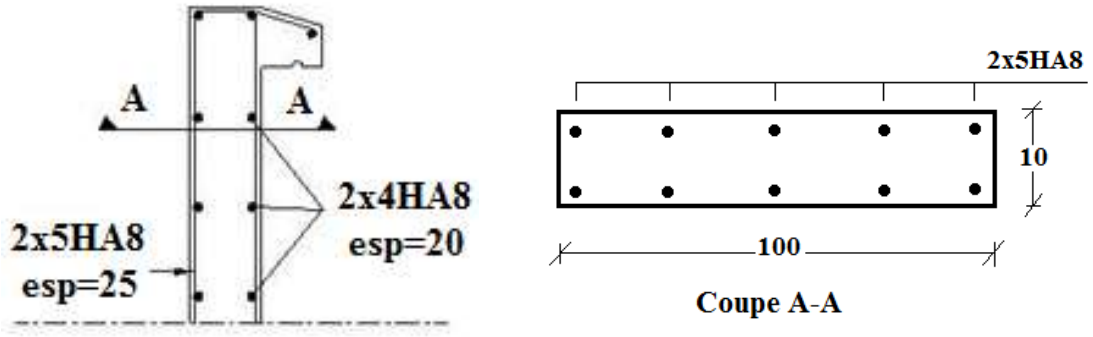


Fig.III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.3.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d.:(2× (0,65/2) ×L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage(annexe1), comme il est comme suite :

III.3.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.3.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 2 travées ;
- Poutrelle à 3 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe 1).

III.2.1. 3 Type 1 : poutrelle à 2 travée :

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU.

Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.38	3.50	2.80	9.77	1.95	4.73	6.05	11.17	-12.84
BC	6.38	3.50	2.80	9.77	4.73	1.95	6.05	12.84	-11.17

Tableau.III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU.

Travées	qu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	5.93	3.50	2.80	9.07	1.81	4.39	5.62	10.38	-11.94
BC	5.93	3.50	2.80	9.07	4.39	1.81	5.62	11.94	-10.38

a) **b)**

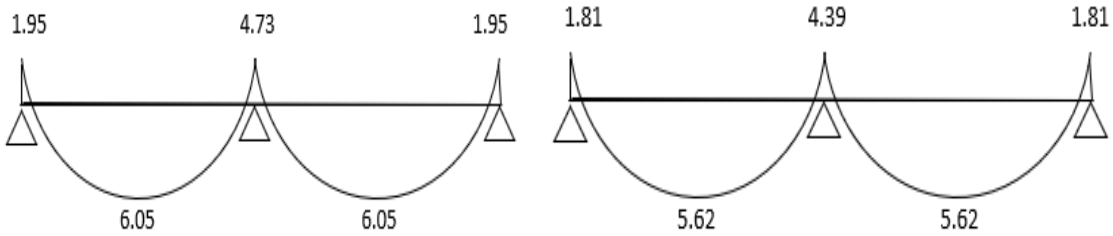


Fig. III.3 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher **a)** terrasse et **b)** EC.

a) **b)**

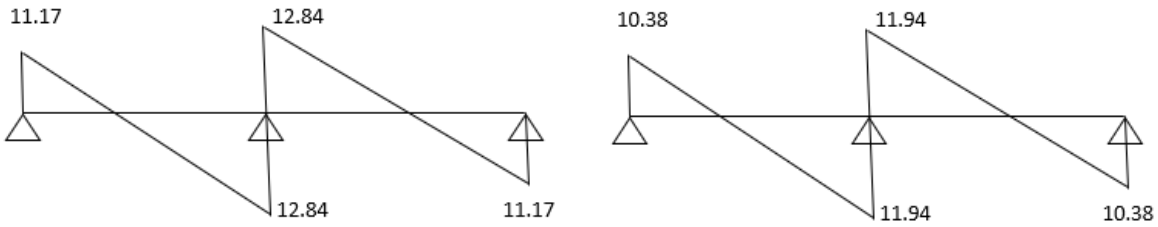


Fig. III.4 : Diagrammes des l'effort tranchant à l'ELU du plancher **a)** terrasse et **b)** EC.

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS.

Travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KN m)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.66	3.50	2.80	7.14	1.43	1.43	4.42
BC	4.66	3.50	2.80	7.14	3.45	3.45	4.42

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS.

Travées	qser (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KN m)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.30	3.50	2.80	6.58	1.32	3.19	4.08
BC	4.30	3.30	2.80	6.58	3.19	1.32	4.08

a) **b)**

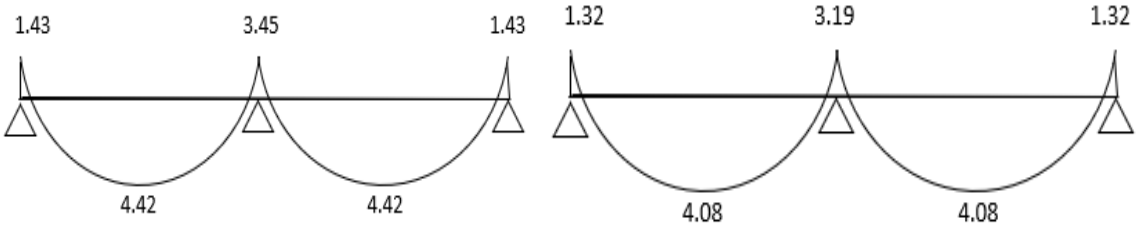


Fig. III.5 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

III 2 .1.4 : Type 2 poutrelle à 3 travée :

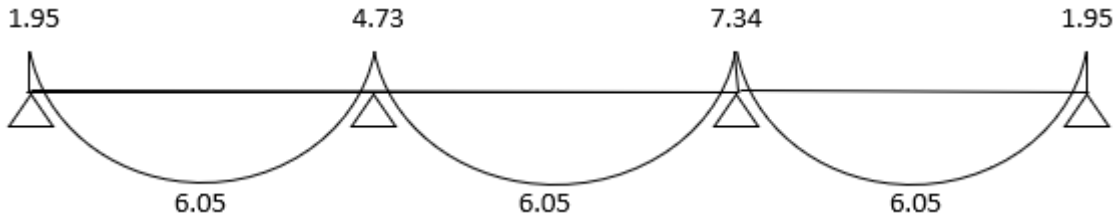
Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU.

Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KN m)	M_e (KNm)	M_t
AB	6.38	3.50	2.80	9.77	1.95	4.73	6.05
BC	6.38	3.50	2.80	9.77	4.73	7.34	6.05
CD	6.38	3.50	2.8	9.77	7.34	1.95	6.05

Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU.

Travées	qu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KN m)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.93	3.50	2.80	9.08	1.81	4.39	5.62
BC	5.93	3.50	2.80	9.08	4.39	6.82	5.62
CD	5.93	3.50	2.80	9.08	6.82	1.81	5.62

a)



b)

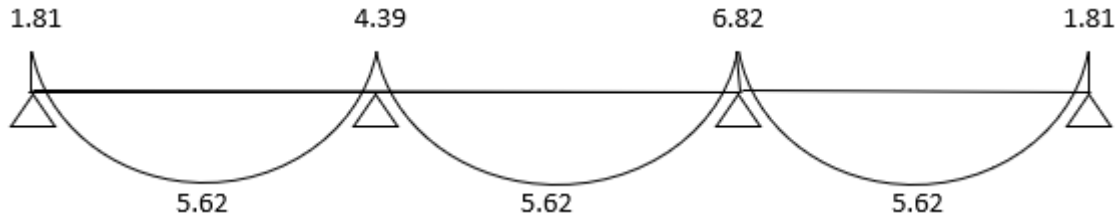
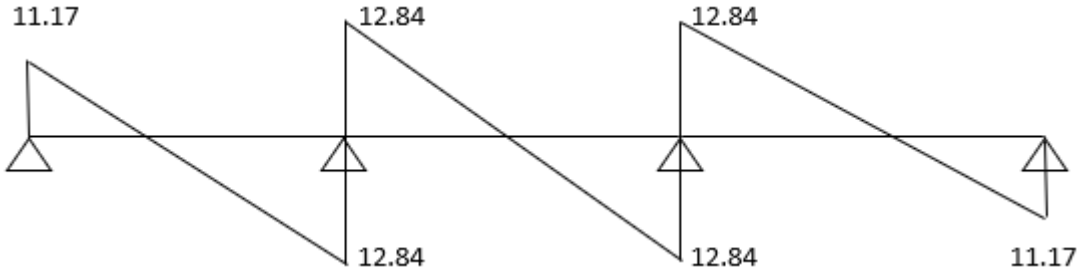


Fig. III.6 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC.

a)



b)

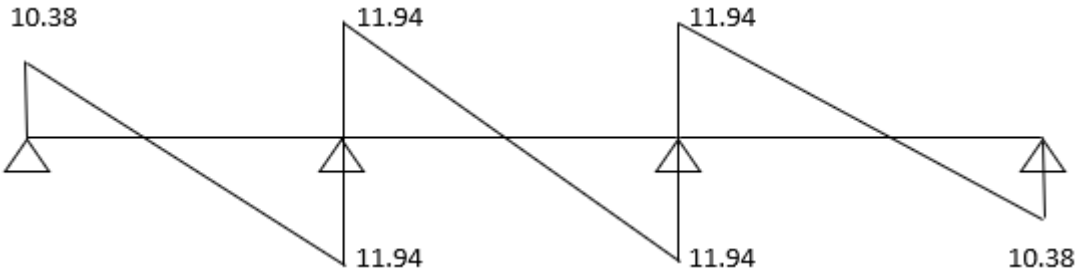


Fig. III.7 : Diagrammes des l'effort tranchant à l'ELU du plancher **a)** terrasse et **b)** EC.

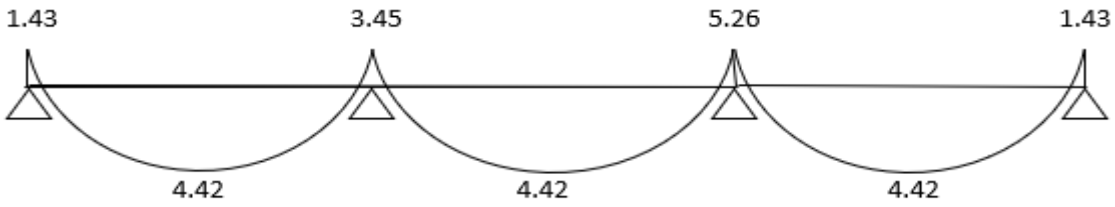
Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS.

Travées	qser (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.66	3.50	2.80	7.14	1.43	3.45	4.42
BC	4.66	3.50	2.80	7.14	3.45	5.26	4.42
CD	4.66	3.50	2.80	7.14	5.26	1.43	4.42

Tableau.III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS.

Travées	qser (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.30	3.50	2.80	6.58	1.32	3.19	4.08
BC	4.30	3.50	2.80	6.58	3.19	4.95	4.08
CD	4.30	3.50	2.80	6.58	4.95	1.32	4.08

a)



b)

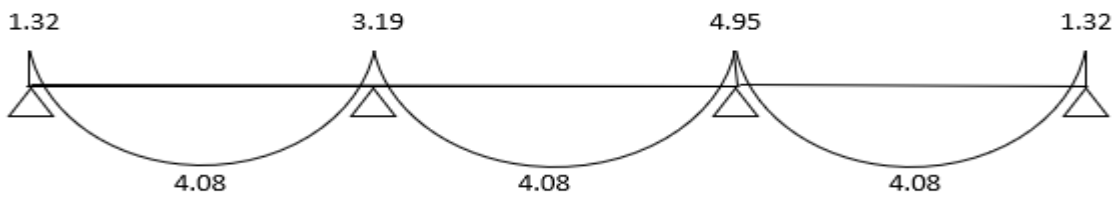


Fig. III.8 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Terrasse	4.73	3.45	6.05	4.42
EC	4.39	3.19	5.62	4.08

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.9.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (annexe2), Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

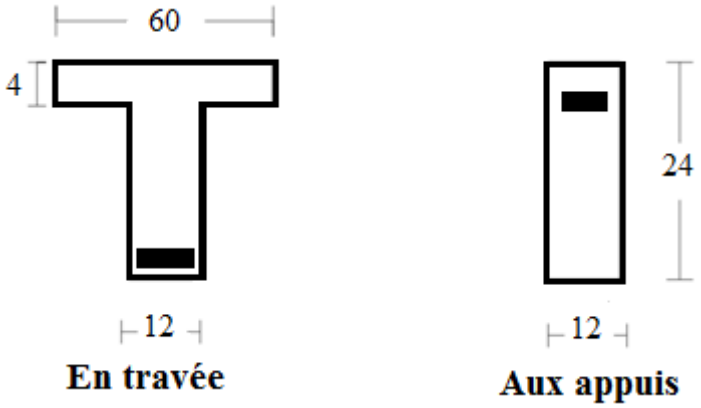


Fig. III.9 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Tableau. III.11 :Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Aux appuis	Terrasse	4.73	0,79(E500) 0,66(E400)	1HA10+1HA10 = 1,57
	EC	4.37	0,79(E500) 0,54(E400)	1HA10+1HA10 =1 ,57
En travée	Terrasse	6.05	1,12 (E500)	2HA10 = 1,57
	EC	5.62	1,03 (E500)	2HA10=1 ,57

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.11).

Tableau. III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	4.42	3.45	8,20	9,32	15	CV
EC	4.08	3.19	7,53	8,56	15	CV

a) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau. III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	12.84	0,72	3,33	CV
Courant	11.94	0,67	3,33	CV

a) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe2), Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (annexe A),dont les résultats sont présentés dans le tableau III.14.

Tableau.III.14 : Vérification de la flèche.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,57	3.45	0,007	180,36	0,70	11,3	21207.7
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7663.7	12824.9	8,09	14,38	6,30	9,80	CV

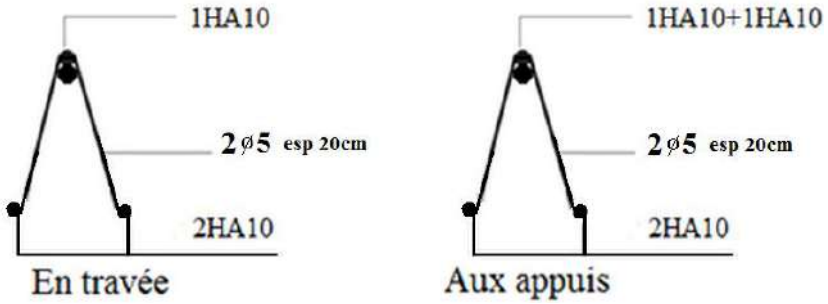


Fig.III.10 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse.

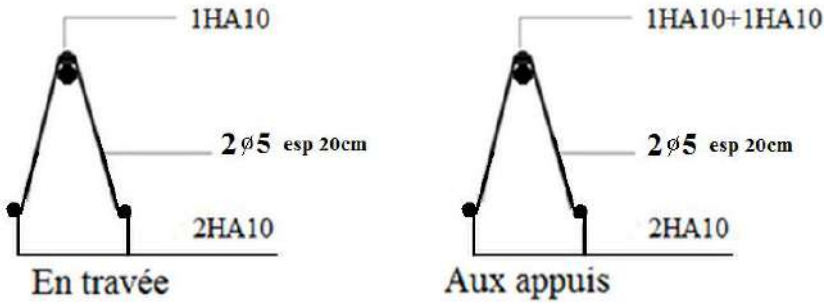


Fig.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant.

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple (Voir annexe 5), Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1. Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

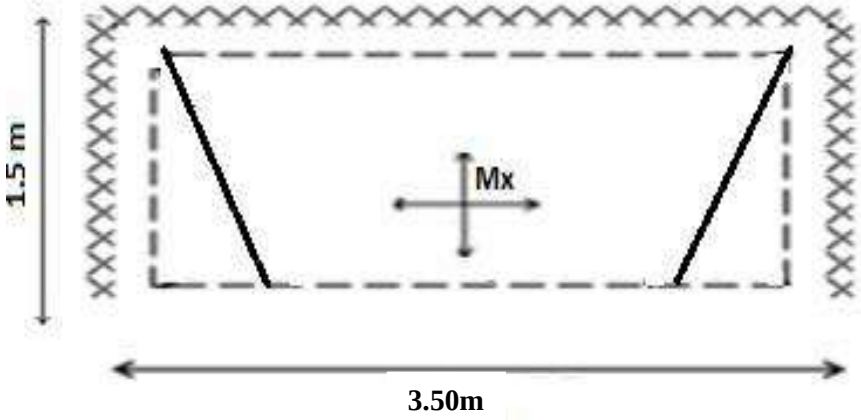


Fig. III.12 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{350}{35} = 10cm \leq e \leq \frac{350}{30} = 11.66cm \Rightarrow \quad on\ adopte\ e = 15cm$$

III.3.2. Déterminations des sollicitations

Tableau III.11 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
Terrasse	6,76	1	10,62	7,76
EC	5,66	1,5	9,89	7,16

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle étage terrasse.

III.3.3. Calcul de ferraillage

III.3.3.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

Tableau III.15 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine.

	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	5,49	1,54	4HA10=3,14	25	33	cv
En appuis	2,74	0,77	4HA10=3,14	25	33	cv

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow$ cv

III.3.3.2. Armatures de répartitions

Tableau III.16 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine.

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0,78	4HA8=2,01	25	45	cv
En appuis	0,78	4HA8=2,01	25	45	cv

III.3.4. Verification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ avec\ \overline{\sigma_b} = 0.6\text{x}25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Tableau III.17 : Vérification contrainte à ELS.

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,14	3,23	1,3	15	cv
En appuis	3,14	1,90	0,6	15	cv

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant a ELU

on doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11,02	0,09	1,16	cv

III.3.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3dont les résultats sont présentés dans le tableau III.19.

Tableau III.19 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,14	3,23	0,0024	125,28	0	7,71	29768,1
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
32745,0	32745,0	1,07	3,19	2,12	9,80	cv

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.17).

III.4.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 1,53m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)
- Hauteur du contre marche :
- $h = \frac{3.06}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

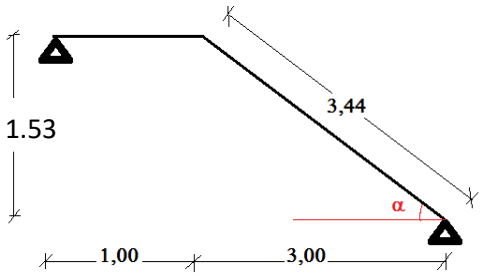


Fig. III.13 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

$60cm \leq g+ 2h \leq 64cm \Longrightarrow g+ 2h = 64cm$ (CV)[4]

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,53/3,00= 0,51 D'où alors : **α =30,66°**

$L_0 = \sqrt{3,00^2 + 1,53^2} = 3.36m \Longrightarrow L_{tot}$ =L $_1$+L$_2$ = (1+3,36/cos (30,66)) =5,06 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 14,45 ≤ e ≤ 16.86 $\Longrightarrow$ **e=15cm**

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.17et III.18.

Tableau III.20: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,95**

Tableau III.21: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,29
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,61**

Selon le DTR[4] charges et surcharge d'exploitation, pour un e*scalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux19 et20 ainsi que les figures III.17- III.18.

Tableau III.22: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,43	R_A=33,28	32,59	27,70	16,29
Paillasse	7,61	2,5	14,01	R_B=36,14			

Tableau III.23: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=23,97	23,50	19,97	11,75
Paillasse	7,61	2,50	10,11	R_B=26,09			

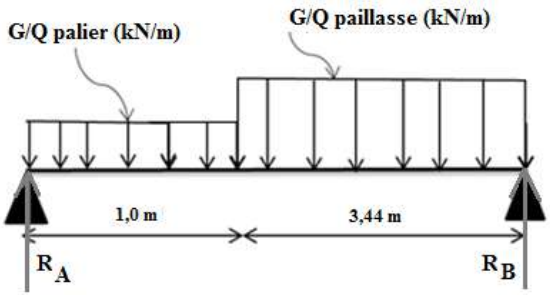


Fig. III.14: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

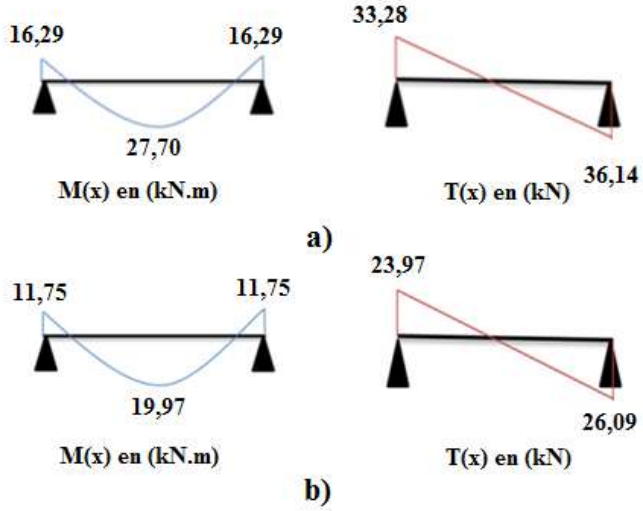


Fig. III.15 : Diagrammes des efforts internesa) à l'E.L. U et b) à l'E.L. S

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.21. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.24: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	27,70	6,84	0,00	1,50	7HA12 = 7,92	1,98	4 HA 8 = 2,01
En appuis	16,29	3,90	0,00		5HA10 =3,93	0,98	4 HA 8 = 2,01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.25: Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Obs
Travée	14,43cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm	3,33	0,241	CV
Appuis	22,50cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm			

III.4.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.26: Vérification à l'E.L. S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	7,92	3,93
M_{ser} (kN.m)	19,97	11,75
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	8,70	5,92
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

III.4.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.27 selon la méthode présentée à (annexe C).

Tableau III.27: Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß₁**	**μ**
19,97	7,92	7,82	0,0054	0,889	0,532
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ_f(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
3,5	4,44	7,86	3,43	5,6	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm.

III.4.6. 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 prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1. Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.16) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.28:

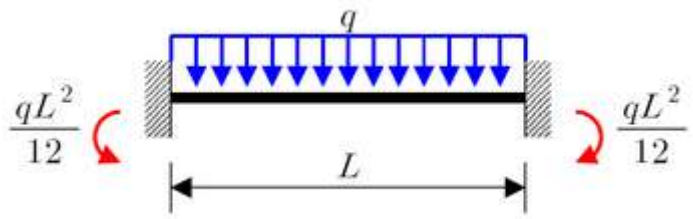


Fig.III.16: Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Tableau III.28: Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,50 m ⇒23.33 ≤ h≤35cm.On adopte : h = 35 cm ⇒ 10.5≤ b ≤24.5cm.On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,1) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,35 ×0,30×25=2,625 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=33,28kN,R_{ser}=23,97kN

$q_u = 1{,}35 \times 2.625 + 33{,}28/3{,}50 = 13.05 kN/m$

$q_{ser} = 2.625 + 23{,}97/3{,}50 = 9.47\ kN/m$

III.4.6.3. 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.29 :

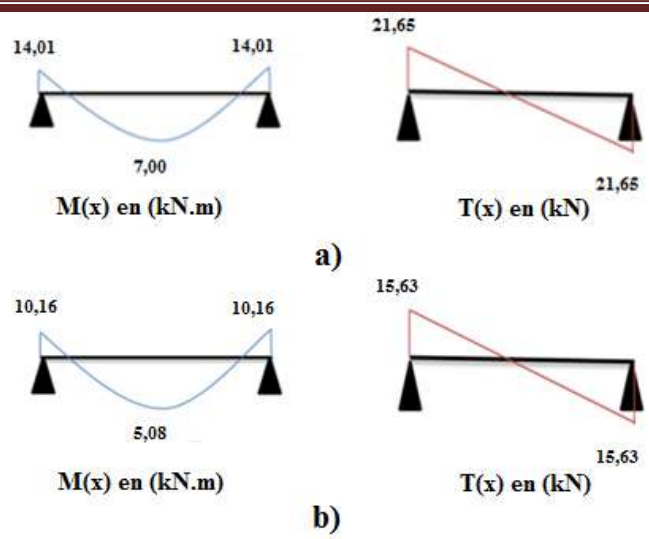


Fig. III.17: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS

III.4.6.4. 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 C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.29: Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{tenduemin}$ (Cm^2) CBA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totalemin}$ (cm^2) RPA	Obs
En travée	7,00	1,68	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	CV
En appuis	14,01	3,21	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

Tableau III.30 : Vérification à l'E.L. S de la poutre palière

Section(cm^2)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
30x35	Travée	5,08	1,03	0	1,04	22,83	CV
	Appui	10,16	3,02	0	1,66	31,77	CV

Tableau III.31: Vérification des contraintes tangentielles delà poutre palière

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x35	15,63	0,227	3,3	CV

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.10:

Tableau III.32: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x35	1,00	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	7	12	4 Φ 6	0,90

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.33).

Tableau III.33: Vérification de la flèche de la poutre palière.

M(kN.m)	$A(cm^2)$	y (cm)	ρ	ß1	μ
5,08	1,03	0,98	0.0040	0.903	0.226
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
3,50	2.46	4.97	2.51	10.00	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=30x35 cm².

Conclusion

Tous les conditions sont vérifiés .la calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Etude dynamique.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.

IV.1. Introduction

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

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

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

IV.2. 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 connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.3. Centre de masse et Centre de torsion

IV.3.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi \times Xi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi \times Yi}{\sum Wi}$$

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

IV.3.2. 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 parles formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum Iyi \times Xi}{\sum Iyi} \qquad Y_T = \frac{\sum Ixi \times Yi}{\sum Ixi}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) estconfondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion estconfondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : Ix = $\frac{bh^3}{12}$; Iy = $\frac{bh^3}{12}$
- Pour les voiles pleins : Ix = $\frac{Le^3}{12}$; Iy = $\frac{eL^3}{12}$
- Pour les voiles avec ouvertures : Ie= $\frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(a.\xi)}{a^2}+1}$

IV.3. Disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles). Notre structure à un dépôt au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan)différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

-Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;

-Minimiser l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;

-Assurer la continuité des voiles verticalement ;

-La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;

-Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;

-Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;

-Assurer une ductilité suffisante ;

-La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1. Voile périphérique (niveau sous-sol) :

Le modèle initial de la structure étudiée comporte uniquement les voiles de la cage d'escalier.

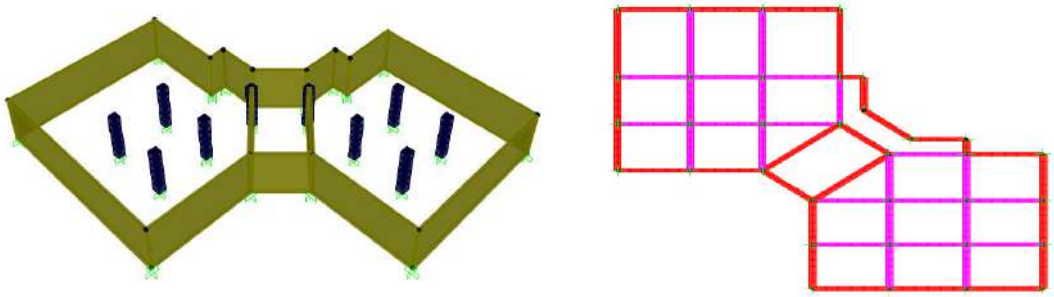


Fig. IV. 1. la disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol).

IV.3.2. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement :

Tableau IV.1 -1ére disposition (voile de contreventement).

Modes	Mode 1/T1= 0.934 s	Mode 2/T2=0.802 s	Mode 3/T3= 0.682 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant x	36.15	0.07	27.43
Suivant y	27.01	1.13	35.97
Autour de z	0.21	63.80	0.96

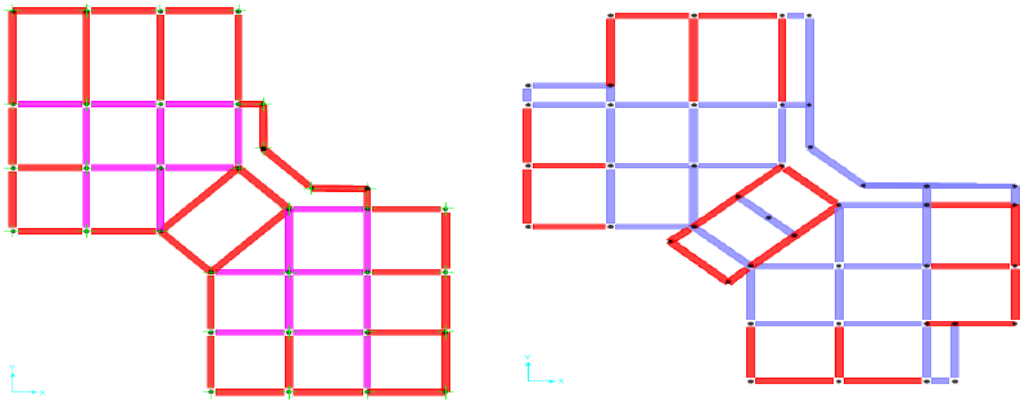


Fig. IV. 2. 1ére disposition des voiles.

Tableau IV.2 -2éme disposition

Modes	Mode 1/T1= 0.893 s	Mode 2/T2=0.812 s	Mode 3/T3= 0.762 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant x	34.20	26.11	3.15
Suivant y	0.01	6.05	58.61
Autour de z	29.56	32.00	3.14

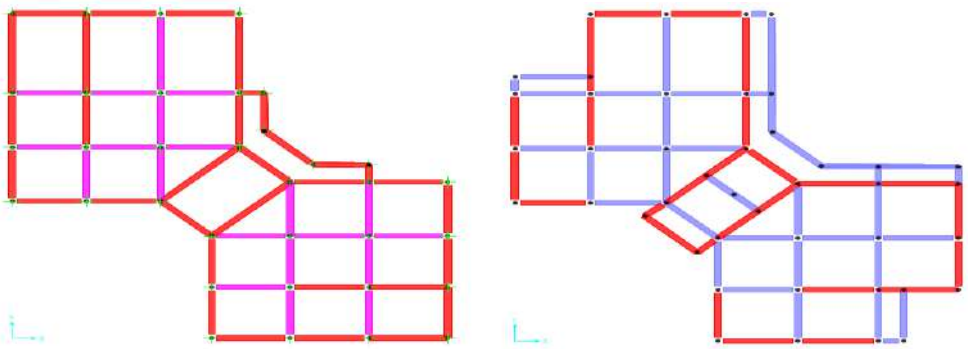


Fig. IV. 3. 2éme disposition des voiles.

Tableau IV.3 -3éme disposition (disposition finale)

Modes	Mode 1/T1= 0.677 s	Mode 2/T2=0.614 s	Mode 3/T3= 0.563 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant x	61.46	5.42	1.08
Suivant y	4.37	62.72	2.39
Autour de z	1 .83	0.94	66.40

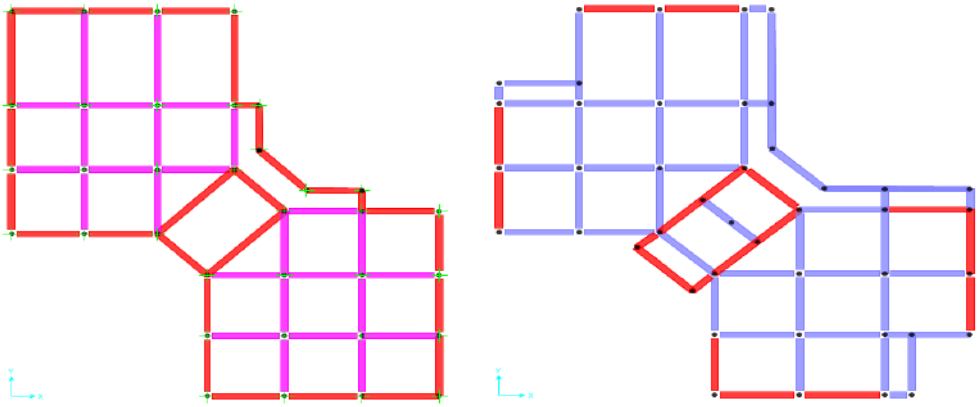


Fig. IV. 4. 3éme disposition des voiles (disposition finale).

Remarque : Après plusieurs dispositions des voiles, on adopte pour cette disposition et la disposition finale.

IV.4. Excentricité

À 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. [3]

IV.4.3. **Dimensions du bâtiment**

- Longueur du bâtiment = 19.785 m.
- Largeur du bâtiment = 19.785 m.
- Hauteur de RDC =4.08 m.
- Hauteur d'étage =3.06 m.

IV.4.4. **Excentricité admissible** [3]

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 2.96 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.96 m.

IV.4.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Tableau IV.4 : Calcul du centre de masse centre d'inertie.

Niveau	Inertie et centre d'inertie		Masse et centre de Masse		
	X_T (m)	Y_T(m)	Masse. g(kN)	X_G(m)	Y_G(m)
S.SOL	10.995	11.207	3439.090	13.420	10.216
RDC	10.573	11.265	3388 .390	13.410	10.216
Etage 1	10.994	11.354	3319.439	13.409	10.216
Etage 2	11.312	11.412	3270.488	13.409	10.216
Etage 3	11.569	11.442	3227.296	13.408	10.217
Etage 4	11.785	11.464	3184.103	13.407	10.217
Etage 5	11 .971	11.488	3142.970	13.431	10.247
Etage 6	12.079	11.466	374.993	12.847	7.906

IV.4.4. 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 : Ex = |XT-XG| ; Ey = |YT-YG|

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XT-XG| (m)	Ey = |YT-YG| (m)	Vérification
S.SOL	2.425	0.991	C.V
RDC	2.837	1.049	C.V
Etage 1	2.415	1.138	C.V
Etage 2	2.097	1.196	C.V
Etage 3	1.839	1.225	C.V
Etage 4	1.622	1.247	C.V
Etage 5	1.460	1.241	C.V
Etage 6	0.768	3.56	C.N. V

IV.4.5. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être priseen considération de part et d'autre du centre de torsion).

-Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05 . L_x \\ E_y = 0{,}05 . L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
S.SOL	19.785	19.785	0.989	0.989
RDC	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 1	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 2	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 3	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 4	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 5	19.785	19.785	0.989	0.989
Etage 6	19.785	19.785	0.989	0.989

IV.4.6. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à±0,05L, (L étant ladimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.7. Calcul de l'excentricité totale.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
S.SOL	2.425	0.989	3.414	0.991	0.989	1.980
RDC	2.837	0.989	3.826	1.049	0.989	2 .038
Etage 1	2.415	0.989	3.404	1.138	0.989	2.127
Etage 2	2.097	0.989	3.086	1.196	0.989	2.185
Etage 3	1.839	0.989	2.828	1.225	0.989	2.214
Etage 4	1.622	0.989	2.611	1.247	0.989	2.236
Etage 5	1.460	0.989	2.449	1.241	0.989	2.230
Etage 6	0.768	0.989	1.757	3.56	0.989	4.549

IV.5. Calcul dynamique du bâtiment

IV.5.1. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.2. La Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.2.1. Principe

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, 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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.5.2.2. Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical) selon le déplacement de la structure. Le calcul se fait par le logiciel d'analyse **"SAP2000.v21.2.0".**

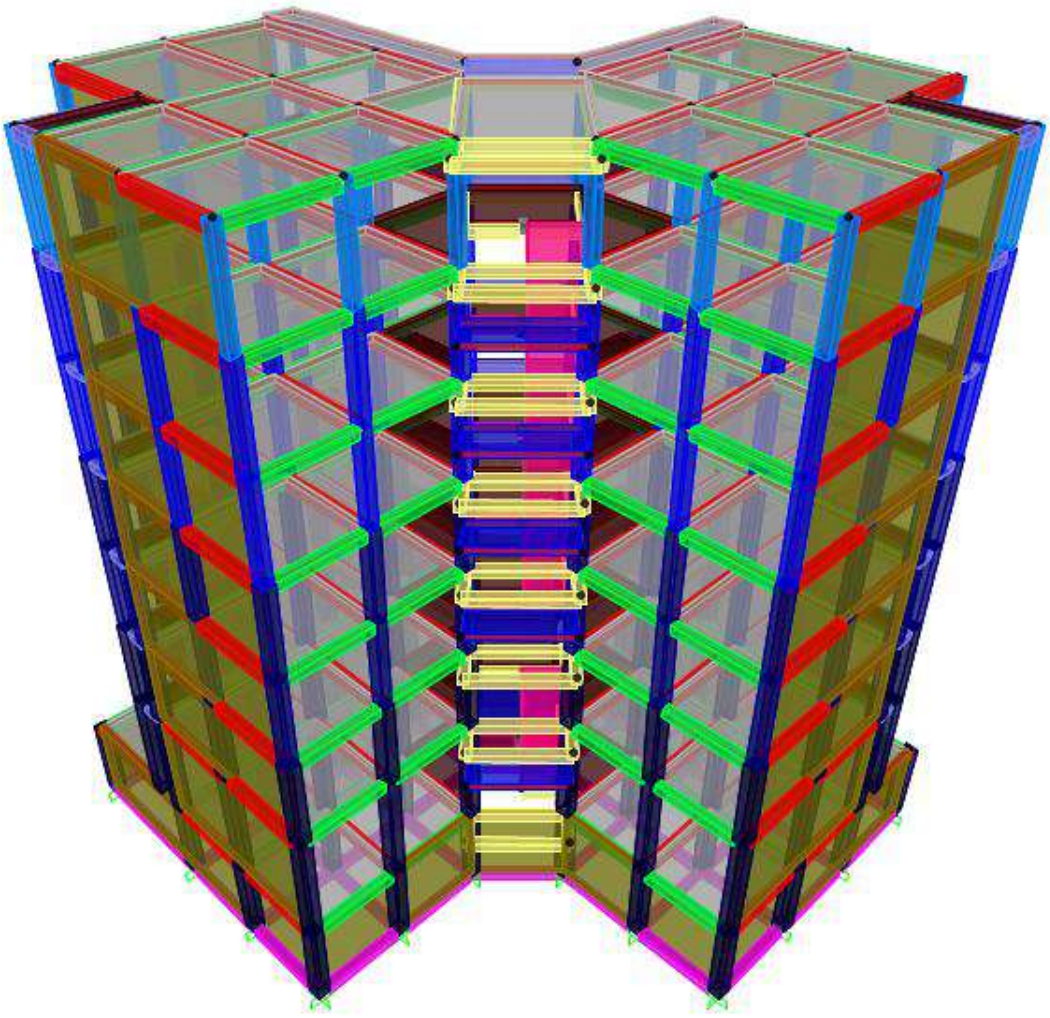


Fig. IV.5. Modélisation de notre structure en **"SAP2000.v21.2.0".**

IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : [RPA99 V2003 eqt (4.13)]

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

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb,groupe d'usage 2) ⟾A = 0,15.

	Z o n e		
Groupe	**I**	**II**	**III**
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	(0,15)	0,25
3	0,05	0,10	0,15

b. Facteur de correction d'amortissement η : [RPA : Tab.4.2].

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 %

Avec remplissage dense → η = 0,88

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	(7)	5	

c. Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article (3.4.A.4.a) du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifierles conditions suivantes :

Tableau IV.8. Détermination du coefficient de comportement R de la structure.

Niveau	**RDC**	**1er**	**2eme**	**3 eme**	**4 eme**	**5 eme**	**6^{eme}**
$S_{étage}(m^2)$	313.516	313.516	313.5163	313.5163	313.5163	313.5163	313.5163
$S_{voiles}(m^2)$	58.46	58.46	58.46	58.46	58.46	58.46	58.461
***S_{voiles}/ $S_{étage}$<20%**	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues 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 moins25% de l'effort tranchant d'étage.

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc : Système de contreventement : **R=3.5**

d. Facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères dequalité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Détermination du facteur de qualité Q du bloc.

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Oui	0	Oui	0
	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
	Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_x = 1 + 0.10 = 1.10$
$Q_y = 1 + 0.10 = 1.10$

e. **Périodes caractéristiques :** [RPA : Tab.4.4.]

$\mathbf{T_{1(sec)}} = 0.15s$

$\Longmapsto$ site S2

$\mathbf{T_{1(sec)}} = 0.40s$

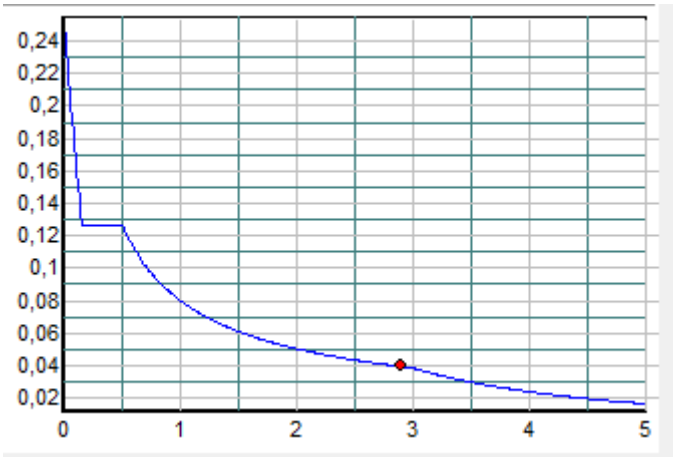


Fig. IV.6. Spectre de réponse.

IV.6. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige lesvérifications suivantes :

➢ **Stabilité de la structure**

1- Vérification du comportement modale de la structure.

2- Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3- Vérification de la force sismique V à la base.

4- Vérification de la stabilité au renversement.

5- Vérification de l'effet P-Δ.

➢ **Résistance des éléments**

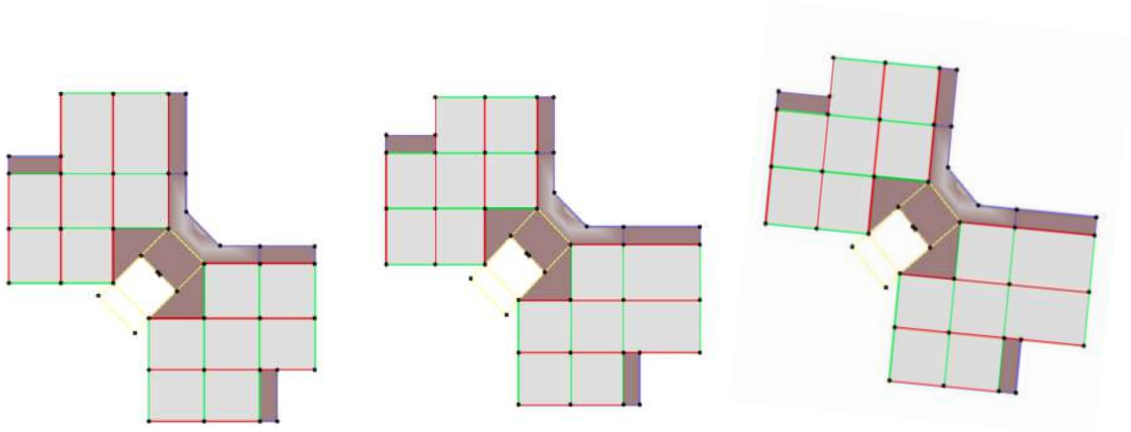
6- Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7- Vérifications des déplacements inter-étage.

8- Vérification du cisaillement des éléments.9

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

IV.6.1. Vérification du comportement modale de la structure :



Mode 1 Mode 2 Mode 3

Fig. IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

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

Mode	Période	Le comportement des trois premiers modes			Nature
		U_X	U_Y	R_Z	
1	0.677	61.46	4.37	1.83	Translation Pure
2	0.614	5.42	62.72	0.94	Translation Pure
3	0.563	1.08	2.39	66.40	Torsion Pure

IV.6.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins dela masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a].

Tableau IV.11. Périodes et coefficients de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0.677	61.46%	4.37%	1.83%
2	0.614	5.42%	62.72%	0.94%
3	0.563	1.08%	2.39%	66.40%
4	0.188	2.72%	0.06%	8.95%
5	0.175	8.97%	0.15%	2.56%
6	0.160	0.05%	11.65%	0.18%
7	0.107	1.19%	0.07%	3.19%
8	0.102	3.51%	0 .10%	1.09%
9	0.096	0.03%	4.38%	0.16%
10	0.072	0.41%	0.04%	1.39%
…….	……	…….	…….	……..
22	0.0686	1.58%	0.07%	0.35%
56	0.448	2.03%	1.75%	0.10%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficientde participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 9ème mode.

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales nedoit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

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

$$V=\frac{A\times D\times Q}{R}.W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.

Tel que : A = 0,15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D=\begin{cases}2.5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0s\end{cases}$$

T2 = 0,4 s, [RPA99 version 2003 tableau 4.7] (avec site S2)

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

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

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

T= $c_T.h_N^{\frac{3}{4}}$ [Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]

- C_T=0.05 ⇨ T=0.05*23.19$^{3/4}$=0.528 s [RPA99 version 2003 tableau 4.6]

- D= 2.2 [RPA99 version 2003 Art 4.2.3. (4.2)]

- R : coefficient de comportement global de la structure R = 3.5

- Q : facteur de qualité. Q = 1.10

- W : poids total de la structure

W = $\sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i= W_{Gi}+W_{Qi}$; β_1 = 0,2 [RPA99 version 2003 tableau 4.5]

Tableau IV.12. Calcul de la force sismique (M.S.E).

A	D	R	Q	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,15	2.2	3.5	1.10	21645,056	4195.25	4290.70

Tableau IV.13. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	Vt / V	$V_t / V \geq 0,8$
X	4195.25	3761.88	0.896	**C.V**
Y	4290.70	3849.42	0.897	**C.V**

La force dynamique est équivalente à la force statique dans les deux directions $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$

IV.6.4. Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \, . F_{ix}$. $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \, . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx} = Y_G . W_i$

$M_{ty} = X_G . W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

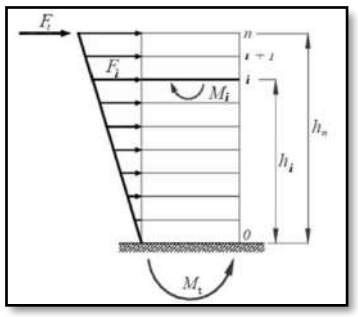


Fig. IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:[Art 4.2.5]

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

[RPA99 version 2003 Art 4.2.5. (4.11)]

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

Donc on a :

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) V_x = \alpha_x V_x \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) V_y = \alpha_y V_y$$

Tableau IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y.

h_i (m)	W_i(kN)	Vtx (kN)	Vty (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
25.44	374 .993	3761.88	3849.42	9539.82	117.66	120.39
22.38	3142.970	3761.88	3849.42	70339.66	867.55	887.73
19.32	3184.103	3761.88	3849.42	61516.87	758.73	776.39
16.26	3227.296	3761.88	3849.42	52475.83	647.22	662.28
13.20	3270.488	3761.88	3849.42	43170.44	532.45	544.84
10.14	3319.439	3761.88	3849.42	33659.11	415.14	424.80
7.08	3388.390	3761.88	3849.42	23989.80	295.88	302.77
3.00	3439.090	3761.88	3849.42	10317.27	127.25	130.21
∑				305008.80	3761.88	3849.41

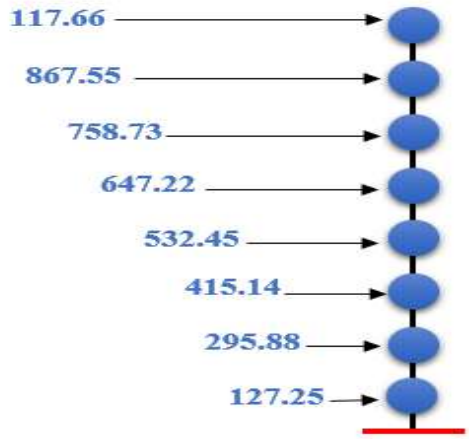


Fig. IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

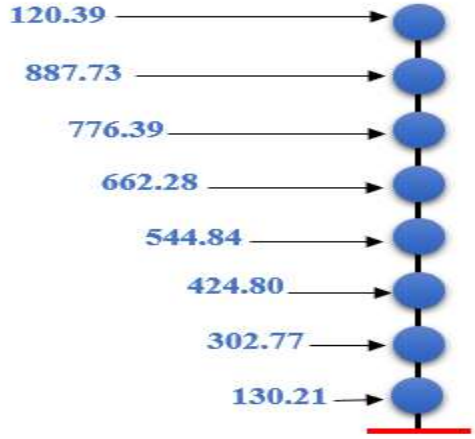


Fig. IV.10. Concentration des force sismiques aux étages suivant Y.

IV.6.4.2. Moment de renversement

Tableau IV.15. Calcul du moment de renversement.

h_i(m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
25.44	117.66	120.39	2993.27	3062.72
22.38	867.55	887.73	19415.76	19867.39
19.32	758.73	776.39	14658.66	14999.85
16.26	647.22	662.28	10523.79	10768.67
13.20	532.45	544.84	7028.34	7191.88
10.14	415.14	424.80	4209.62	4307.47
7.08	295.88	302.77	2094.83	2141.24
3.00	127.25	130.21	381.75	390.63
∑Mo			61276.02	62729.85

IV.6.4.3. Moment stabilisant

Tableau IV.16. Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
25.44	374 .993	12.487	7.906	4682.53	2964.69
22.38	3142.970	13 .431	10.247	42213.23	32206.01
19.32	3184.103	13.407	10.217	42689.26	32531.98
16.26	3227.296	13.408	10.217	43271.58	32973.28
13.20	3270.488	13.409	10.216	43853.97	33411.30
10.14	3319.439	13.409	10.216	44510.35	33911.38
7.08	3388.390	13.410	10.216	45438.30	34615.79
3.00	3439.090	13.420	10.216	46152.18	35133.43
∑			**M_t**	312811.40	237747.86

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.17. Vérification de stabilisation.

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$M_t / M_0 \geq 1{,}5$
312811.40	237747.86	61276.02	72729.85	5.10	3.26	C.V

La structure stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.6.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

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

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordrepar le facteur : $\frac{1}{(1-\theta)}$

Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θx	θ≤ 0,10
3.06	3142.970	795.41	0,85	0.010	**C.V**
3.06	3184.103	675.83	0.68	0.0104	**C.V**
3.06	3227.296	555.68	0,75	0.014	**C.V**
3.06	3270.488	477.67	1,08	0.024	**C.V**
3.06	3319.439	359.41	1,33	0.040	**C.V**
4.08	3388.390	244.45	1,32	0.044	**C.V**
3.00	3439.090	124.67	0,90	0.055	**C.V**

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k(KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky}(cm)	θy	θ≤ 0,10
3.06	3142.970	804.12	0.86	0.004	**C.V**
3.06	3184.103	692.74	0.75	0.005	**C.V**
3.06	3227.296	580,13	0,61	0.006	**C.V**
3.06	3270.488	498,70	0,87	0.006	**C.V**
3.06	3319.439	375,23	1,08	0.007	**C.V**
4.08	3388.390	255,21	1,03	0.008	**C.V**
3.00	3439.090	130,16	0,73	0.008	**C.V**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ

IV.6.6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

Tableau IV.20. Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$	sx %	[s]%
22.38	1.36	4.76	0.42	3.06	C.V	1.45	3.5
19.32	1.24	4.34	0.56	3.06	C.V	1.41	3.5
16.26	1,08	3.78	0.53	3.06	C.V	1.30	3.5
13.20	0,93	3.255	0.77	3.06	C.V	1.11	3.5
10.14	0,71	2.485	0.94	3.06	C.V	0.83	3.5
7.08	0,44	1.54	0.91	4.08	C.V	0.42	3.5
3.00	0,18	0.63	0.63	3.00	C.V	0.26	3.5

Tableau IV.21. Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$	sx %	[s]%
22.38	1.18	4.13	0.56	3.06	C.V	1.45	3.5
19.32	1.02	3.57	0.53	3.06	C.V	1.41	3.5
16.26	0,87	3.04	0.56	3.06	C.V	1.30	3.5
13.20	0,74	2.48	0.49	3.06	C.V	1.11	3.5
10.14	0,57	1.99	0.77	3.06	C.V	0.83	3.5
7.08	0,35	1.22	0.70	4.08	C.V	0.42	3.5
3.00	0,15	0.52	0.52	3.00	C.V	0.26	3.5

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \text{[RPA : Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Déformation sous l'effet de la force E_{dx} :

δ_x. R = 1.36x 3.5 =4.76 cm

Déformation sous l'effet de la force Edy :

δ_y. R =1.18x 3.5= 4.13 cm

IV.6.7. Vérification du cisaillement des éléments

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

1. Selon le RPA 99 ; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{Lf}{i}$: Élancement mécanique.

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

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A, la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si

la fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4{,}32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 3{,}26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau. IV.22. Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section (cm^2)	Combinaison	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u<\tau_{uadm}$
Pp	**30x35**	G+Q+Edy	Durable	103,34	0,92	3.26	C.V
Ps	**30x30**	G+Q+Edx	Accidentel	56,42	0,58	3.26	C.V
palière	**30x35**	G+Q+Edy	Accidentel	65,25	0,67	3.26	C.V
chai	**30x30**	G+Q+Edx	Accidentel	32,19	0,33	3.26	C.V
long	**30x30**	1.35G+1.5Q	Accidentel	12,60	0,15	2.50	C.V

-Les sections des poutres principale (30x35) et les poutres secondaire (30x30) et les poteaux(45x45) suffisamment pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

Tableau. IV.23. Vérification des contraintes de cisaillement pot direction X.

Elément	Section (cm^2)	Combinaison	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u<\tau_{uadm}$
Pot	**45x45**	G+Q+Edx	Accidentel	81,37	0,425	1.875	C.V
Pot	**40x40**	G+Q-Edx	Accidentel	-59,64	0,398	1.875	C.V

b (cm)	h (cm)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
45	45	G+Q-Edx	-1050,50	0,23	**0,3**	**oui**
40	40	G+Q-Edx	-500,72	0,14	**0,3**	**oui**

Tableau. IV.24. Vérification des contraintes de cisaillement pot direction Y.

Elément	Section (cm^2)	Combinaison	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u<\tau_{uadm}$
Pot	**45x45**	G+Q+Edx	Accidentel	107,96	0,565	1.875	C.V
Pot	**40x40**	G+Q+Edx	Accidentel	87,67	0,584	1.875	C.V

b (cm)	h (cm)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
45	45	G+Q-Edy	-982,25	0,21	**0,3**	**oui**
40	40	G+Q-Edy	-457,26	0,13	**0,3**	**oui**

- tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

$$\gamma = \frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}} < 3$$

N_{max}= 1050.5KN $\beta_r \times f_{c28}$= (0.45×0.45) m² =25Mpa

$$\gamma = \frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}} = \frac{1050.5 \times 10^3}{0.45 \times 0.45 \times 25 \times 1000} = 0.20 < 3$$

La section choisie dans l'étape prédimensionnement (45×45) et suffisamment poursupporter l'effort N réduit.

- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage deséléments structuraux.

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments résistants.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.8. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.9. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons exigées par le [2]

  * E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

  * E.L.S: G + Q

- Combinaisons exigées par le [1]

  * 0.8 G ± E

  * G + Q ± E

G : charge permanente. Ferraillage des éléments résistants.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.10. Recommandation des règlements

Selon le règlement [RPA99 v 2003]

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ (zone courante). [1]

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement). [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieuresdoivent être coudées à 90 %.

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{A_t = 0.003.\ s.b}$$

b: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.11. **Ferraillage des poutres**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

- Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple.

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principale.

Section cm²	Position	M_u (KN.m)	A (cm²)	A' (cm)	$A_{mintotale}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA	RPAmin	RPAmax		
30x35	Travée	57.23	4.1	0	1.05	5.25	42	6HA12=6.78	ELU
	Appui	-107.01	9.5	0	1.05	5.25	63	6HA16=12.06	Accid

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Section (cm²)	Position	M_u (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{mintotale}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA	RPA min	RPA max		
	Appui	-102.43	13 .78	0	1.05	5.25	63	6HA16=12.06	Accid

V.11.1. Vérification des contraintes

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.

La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Pour

$$f_{c28} = 25\ \text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}.$$

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \sigma_b$
- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\text{MPa} ; 201.63\text{MPa}\right] = 201.63\text{MPa}$$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable,

Tableau V.3: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses.

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x35)	Travée	40.12	6.47	0	6.2	180.6	C.V
	Appui	67.56	12.56	0	8.4	162.3	C.V

Tableau V.4: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Section cm^2	Position	M_{ser} kNm	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30x30	Appui	-63.58	14.19	0	10.3	166.7	C.V

V.11.2. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " est calculée par la formule donnée par lerèglement " CBA 93 ".

$$\tau u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

T_u : effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

- $\tau_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- $\tau_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle)

Tableau V.5.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et non porteuses

Section (cm^2)	Position	Situation	T_u (KN)	τ_u MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
30x35	**Poutres porteuses**	durable	103.34	0.92	3.26	C.V
30x30	**Poutres non porteuses**	Accidentelle	56.42	0.58	3.26	C.V

V.11.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

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

$$\text{Selon le RPA 99:}\begin{cases}\dfrac{A_t}{S_t}\geq 0.003.b\\ S_t\leq \min\left(\dfrac{h}{4};12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)}\\ S_t\leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)}\end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA 93:}\begin{cases}\dfrac{A_t}{b_0.S_t}\geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u-0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha+\sin\alpha\right)}\\ S_t\leq \min\left(0.9d;40cm\right)\\ \dfrac{A_tf_e}{b.S_t}\geq 0.4MPa\end{cases}$$

Tableau V.6: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses.

section cm²	τuM (Pa)	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			St adopté		At(cm2)	
		At (m²)	StC (m)	StC (m)	AtC (m²)	St2	St3	ZN	ZC	Achoisie	Amin
30x35	0.92	1.8	34.2	1.41	1.8	10	20	10	20	A=2.1 4 Φ 8	1.8
30x30	0.58	1.35	25.2	1.05	1.35	7.5	15	10	20	A=2.1 4 Φ 8	1.8

V.11.4. Vérification de la flèche préliminaire

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1- $\dfrac{h}{L}\geq\dfrac{1}{16}$.

2- $\dfrac{h}{L}\geq\dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$;avec: $M_t=k.M_0\,(0.75\leq k\leq 0.85)$ où $k=0.75$

3- $\dfrac{A}{b_0.d}\leq\dfrac{4.2}{f_e}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notrecas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans tableau V.10

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{\text{Mt}}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{\text{Mt}}{10\text{Mo}}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
Porteuses principale	0.1	0.06	C.V	0.1	0.07	C.V	0.01	0.01	C.V
Porteuses Élancées	0.08	0.06	C.V	0.08	0.07	C.V	0.01	0.01	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres prédimensionnement.

V.11.5. Schémas des armatures des poutres

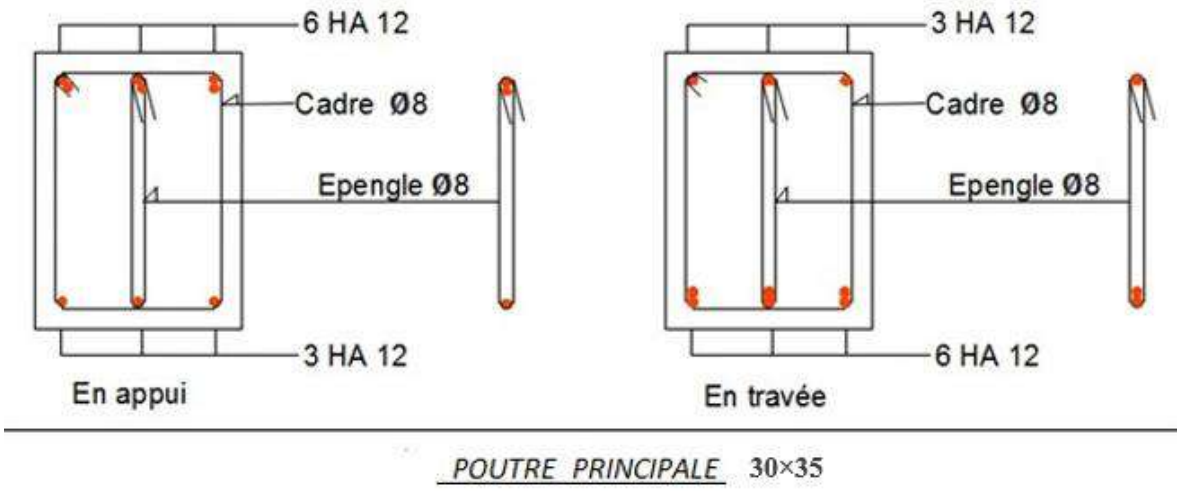


Fig. V.1 Les armatures des poutres porteuses de terrasse sauf les 3 travées élancées.

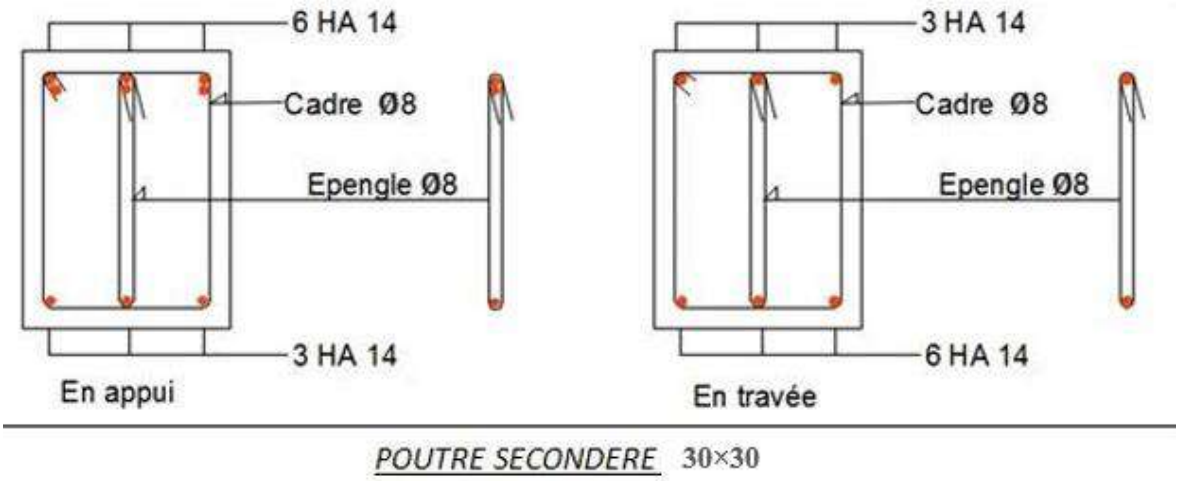


Fig. V.2 Les armatures des poutres porteuses de 3 travées élancées de terrasse.

V.12. **Ferraillage des poteaux**

V.12.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un momentfléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plusdéfavorables suivant les deux directions :

- **Situation durable :**

Béton : γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.

Acier : γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa. [2]

- **Situation accidentelle :**

Béton : γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.48 MPa. [2]

Acier : γ_s = 1.00 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

V.12.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis del'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que :

$$e = e_1 + e_2 \text{ Avec : } e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3L_f^2 (2 + \alpha.\varphi)}{10 .h} \qquad [2]$$

$$\underline{\text{où}} : e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$0.7 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricitéadditionnelle.

e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement.

L : longueur libre du poteau.

H : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous lacharge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0 < \alpha < 1$

V.12.3. Recommandations des règlements

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \quad \text{(zone courante)}$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \quad \text{(zone de recouvrement)}$$

Le diamètre minium de recouvrement est de 40 Φ en zone II.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser25 cm en zone II.

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \text{ pour } 1m \text{ de largeur} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases} \qquad [1]$$

V.12.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance(situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.
D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants :

1eme cas : (Nmax ; Mcorr).

2eme cas : (Nmin ; Mcorr).

3er cas : (Mmax ; Ncorr).

NB

Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés ; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux dechaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.08: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.222

Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M kN.m	A_{cal} (cm^2)		A(cm^2)	A tot (cm^2)	A_{min}CBA	A_{min}RPA	$A_{ado}cm^2$	$A_{choisie}$ (cm^2)
45x45	**1er**	1481.64	3.49	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	18.20	18.2	**4HA20 +4HA16 = 20.62**
	2eme	931.02	8.05	16.68	18.20	5HA20+3HA8=17.2	4HA20+4HA16=20.62	2.02	18.20		
	3eme	905.53	46.43	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	18.20		
40x40	**1er**	1249.62	7.72	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	14.4	14.4	**8 HA 16 = 16.08**
	2eme	625.72	9.17	10.72	12.74	6HA16	6HA16	2.02	14.4		
	3eme	291.89	55.25	0	0.32	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	14.4		
35x35	**1er**	813.44	8.68	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02	11.02	**8 HA 14 = 12.31**
	2eme	247.18	11.38	3.16	6.11	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02		
	3eme	175.83	54.84	0	3.5	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02		
30x30	**1er**	402.13	8.35	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1	8.1	**8HA14= 12.31**
	2eme	41 .42	9.77	0	2.22	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1		
	3eme	72.20	41.93	0	4.84	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1		

V.12.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L. S, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par : $\sigma_b = 0.6 \, . f_{c28} = 15MPa$

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\sigma_b = min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = min[333.33MPa; 201.63MPa] = 201.63MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.09: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
S.sol+ RDC+ 1^{er}	45x45	1082.89	2.58	20.62	SEC	4.2	62.8	60.8	4
		206.805	7.21	20.62	SEC	1.06	0.5	15.4	8.08
		516.41	25.78	20.62	SEC	2.96	0.95	42.4	16.2
2^{eme} + 3^{eme}	40x40	913.34	5.72	16.08	SEC	4.71	4.06	69.9	61.7
		113 .92	9.92	16.08	SEC	0.87	0.22	12.3	4.03
		117.90	26.09	16.08	SEC	2.23	0	29.1	20
4^{eme} + 5^{eme}	35x35	594.72	6.40	12.31	SEC	4.28	3.18	62.8	49.1
		48.49	10.22	12.31	SEC	1.31	0	16.6	13.1
		260.53	26.94	12.31	SPC	4.03	0	54.1	6.91
6^{eme}	30x30	294.37	6.15	12.31	SEC	3.08	1.55	44	25.6
		4.69	0.92	12.31	SEC	0.17	0	2.03	1.56
		93.17	24 .07	12.31	SPC	4.15	0	49.8	49.9

V.12.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par : $\tau_b = \frac{T_u}{b_0 . d}$

1- Selon le RPA 99 ; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante :

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\gamma = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

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

L_f : Longueur de flambement.

A : Section du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau.

2- Selon le C B A, la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si al fissuration est peu nuisible : $\tau_u = min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si al fissuration est préjudiciable : $\tau_u = min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Etage	Section(cm)	$T_{u\ max}$ (Kn)	τ_u (MPa)	Lam (da)	ρ_d	Situat	$\tau_{b\ adm}$ (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	Observat
S-sol+ RDC+1	**45 x 45**	40.73	0.21	17.45	0.075	Accid	1.875	3 .26	**C.V**
2 + 3	**40 x 40**	33.31	0.20	19.65	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4 + 5	**35x 35**	33.08	0.27	22.36	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
6	**30x 30**	25.09	0.28	26.18	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

V.12.7. Armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_1 . f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur de la section du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} \text{Min}\,(10\text{Ø}l, 15\text{cm}) & (Z.N) \\ 15\,\text{Ø}_1 & (Z.C) \end{cases}$ **(zone II)**

Avec : φ_l : diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t . b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites}(0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux.

Etage	Dim (cm)	T_u Kn	$15\Phi_l$ (cm)	A	Zone	S_t cm	$A_{t\ cal}$ cm^2	$A_{t\ min}$ cm^2	Choix	
									A_t cm^2	Φ mm
S.sol+ RDC+ 1er	45 x 45	40.73	20	16.48	Z.C	20	1.22	1.08	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.62		
2eme + 3eme	40 x 40	33.31	16	18.55	Z.C	16	1.21	0.96	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.44		
4eme + 5eme	35x 35	33.08	14	21.20	Z.C	14	1.20	0.84	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.80	1.26		
6eme	30x 30	25.09	14	21.20	Z.C	14	1.20	0.84	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.80	1.26		

V.13. Ferraillage des voiles

V.13.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles est calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir descombinaisons des sollicitations dues aux charges verticales" G "et " Q "et horizontales "E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquentdes efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.13.2. Traitement du voile

Pour le traitement des voiles avec le logiciel SAP2000, on a utilisé un maillage pourmieux comprendre le comportement des voiles.

Recommandations réglementaires :

A. Armatures verticales : L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 0.5\%$$

A_{ver}: 0.2% B_t Dans la section tendue du voile.

A_{ver}: 0.15% B_t Globalement dans la section du voile.

A_{ver}: 0.15% B_t Dans la section courante.

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}\,[1]$$

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]\,[1]$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a\,[1]$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

Avec : τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h : Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile.

C. Armatures transversales

Ce sont des armatures rondes lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces durefend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.13.3. La contrainte limites de cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec : } V = 1.4 V_{U\ Calcul}$$

Recommandations pour les trumeaux :

- ✓ La longueur de recouvrement doit être égale :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts estpossible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes lescombinaisons possibles de charge.

- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou dutrumeau.
- ✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}[1.8a ; 30cm]$
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,cm\right) & (\text{zone d'extrémité}) \frac{L}{10} \end{cases}$$

- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partiesupérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)
- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de15 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.13.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situationdurable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plusdéfavorables, en se basant sur les trois cas suivants :

1eme cas :(Nmax ; Mcorr).

2eme cas : (Mmax ; Ncorr).

3er cas : (Nmin ; Mcorr).

V.13.5. Calcul des armatures horizontales

Tableau V.12: Calcul des armatures horizontales

Etage	V_u (kN)	V_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{RPA} (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
								CBA	RPA	
S.sol+ RDC+1	646.10	904.5	1.3	5.00	8	4.14	**2x (20 HA 10)**	40	22.5	**20**
2eme + 3eme	744.36	1042.1	1.52	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**
4eme + 5eme + 6eme	574.34	804.07	1.17	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**

Tableau V.13: Calcul des armatures verticales (V_1,) voiles pleins L=3.6.

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
S.sol+ RDC +1er	**20**	**1er**	2046.99	1614.3	Accid	39.65	SET	9.45	42.97
		2eme	2907.70	1478.3	Accid	5.44	SPC	9.45	
		3eme	1656.78	2108.2	Accid	37.17	SPC	9.45	
2eme + 3eme	**20**	**1er**	1321.39	1325.0	Accid	27.39	SEC	9.45	33.92
		2eme	32.35	1109.4	Accid	7.53	SPC	9.45	
		3eme	1123.46	1925.2	Accid	28.34	SPC	9.45	
4eme + 5eme + 6eme	**20**	**1er**	700.02	837.86	Accid	15.37	SEC	9.45	23.56
		2eme	153.48	643.65	Accid	6.28	SPC	9.45	
		3eme	606.94	1260.7	Accid	16.71	SPC	9.45	

Tableau V.14: Armatures verticales dans les voiles pleins

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\,min}$ (cm)	Etage	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\,Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm^2)
V1	3.6	0.36	22.5	S.Sol,RDC,1er	42.97	15	2(19HA12)
				2 eme. 3 eme	33.92	15	2(15HA12)
				4 eme . 5 eme 6eme	23.56	15	2(15HA10)

V.6.5.1. Espacement

On a l'espacement admissible

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases} \text{ D'après [1]}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

- S_t = 20 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.15. Vérification à l'ELS des armatures horizontales.

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
s.sol+ RDC + 1er	20	1010.6	81.71	42.97	SEC	1.8	14.4
2eme + 3eme	20	777.77	130.33	33.92	SEC	1.48	10.3
4eme + 5eme + 6eme	20	491.6	117.07	23.56	SEC	0.98	6 .17

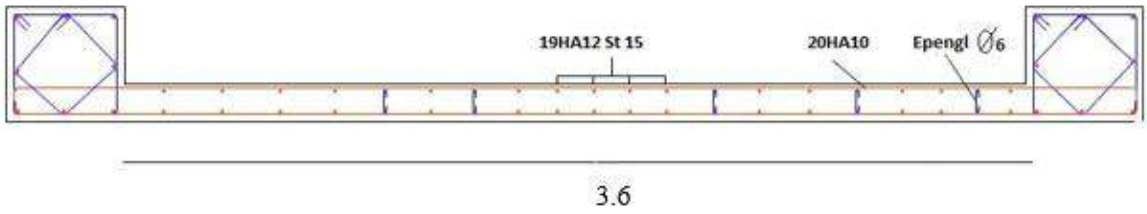


Fig. V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1),S.sol,RDC de 1 ere étage.

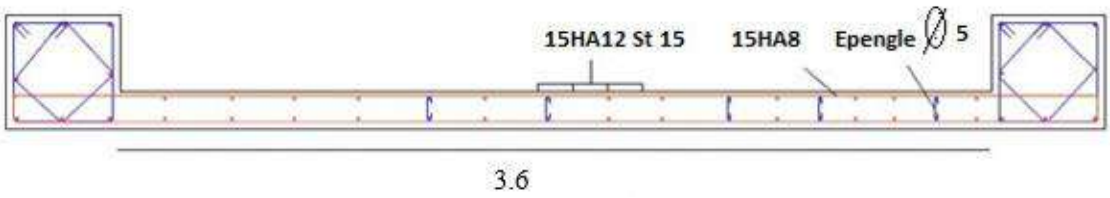


Fig. V.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1), de (2 eme et 3 eme) étage.

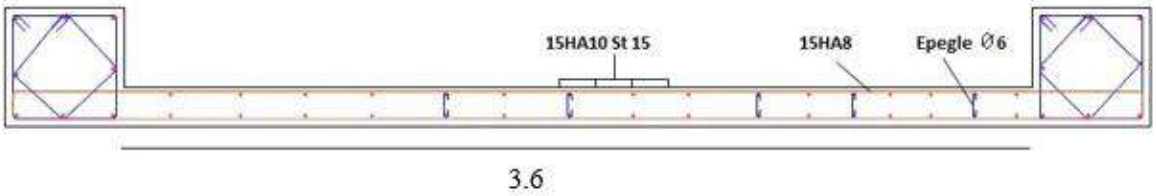


Fig. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1), de (4 eme ,5 eme et 6ème) étage.

V.14. Ferraillage des trumeaux

V.14.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau V.17: Calcul des armatures verticales trumeaux. L= 1.18

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situation	A_{cal} cm²	A'_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)
S.sol+ RDC+ 1ere	20	1er	1329.50	318.84	Accid	10.93	13.6.3	SPC	3.18
		2eme	-501.84	333.44	Accid	0	3.21	SET	
		3eme	-378.19	335.82	Accid	4 .55	0	SPC	
2eme + 3eme	20	1er	772.01	159.16	Accid	7.01	15.18	SPC	3.18
		2eme	-148.6	184.93	Accid	0	2.8	SET	
		3eme	-54.69	188.19	Accid	0	4.14	SPC	
4eme + 5eme + 6eme	20	1er	352.74	112.26	Accid	2.19	7.95	SPC	3.18
		2eme	32.73	139.46	Accid	0	4.04	SET	
		3eme	90.63	142.75	Accid	9.37	15.7	SPC	

V.7.1.1. Espacement

On a l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5cm \\ 30cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

- S_t = 10 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.18. Vérification à l'ELS des armatures verticales.

Voile	L(m)	Etage	Av calcule (cm^2)	S_t choisi (cm)	$A_{choisi}(cm^2)$
V1	1.18	S.sol+RDC+1éme	13.93	16	2(10HA10) =15.70
		2eme+3eme	15.18	16	2(10HA10) =15.70
		4eme+5éme+6éme	15.70	16	2(10HA10) =15.70

Tableau V.19. Vérification à l'ELS des armatures verticales.

Trumeaux	S (cm^2)	Achoisi (cm^2)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	Verification
Tr1	15x118	15.70	475.6	8.49	0.75	8.91	201.63	C.V
	15x118	15.70	358.6	14.51	0.58	6.52	201.63	C.V
	15x118	15.70	221.6	1524	0.37	3.87	201.63	C.V

Tableau V.20: Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux.

Etage	V_u (KN)	∇_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	Vérification
S.sol+RDC+1ére	161.46	226.04	1.28	5	C.V
2éme+ 3éme	105.39	147.82	0.83	5	C.V
4éme+ 5éme+6éme	89.07	124.70	0.70	5	C.V

V.7.1.2. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement). Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b.

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau 0.21: La section d'armatures horizontales des voiles

Trumeaux	e (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Tr1	15	3.24	15.70	10.46	21	**2(13HA8)= 13.06**
	15	3.24	15.70	10.46	21	**2(13HA8)= 13.06**

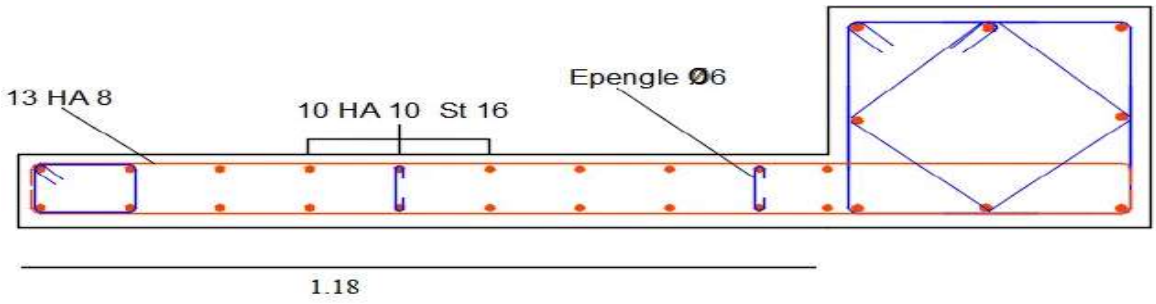


Fig.V.6 : Le Ferraillage des trumeaux de 1ére, 2éme, 3éme, 4éme et 5éme étage.

Conclusion

Alors, toutes les conditions sont vérifiées. Donc, on garde les sections d'armature choisies àl'ELU.

Chapitre VI :

Calcul des fondations.

CHAPITRE IV : CALCUL DES FONDATIONS.

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.
Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et lescaractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques desdifférentes couches qui constituent le terrain.
Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».
Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi queles caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe F) nous exigent de poser nos fondations avecun ancrage de : $D = 2$ m

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_h = 18\,kN/m^3$ $\varphi = 20°$, $C = 0.5$ bar.

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur uneplateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

Répartition trapézoïdale :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contraintemaximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\bar{\sigma}}sol$.

$$\sigma_m \leq \bar{\bar{\sigma}}sol \quad \Longmapsto \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\bar{\sigma}}sol$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \Longmapsto \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right)\times B^2}\left(1+\frac{3\times e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\bar{\sigma}}sol$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\bar{\sigma}}sol\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\bar{\bar{\sigma}}sol\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Longmapsto h = d + c$$

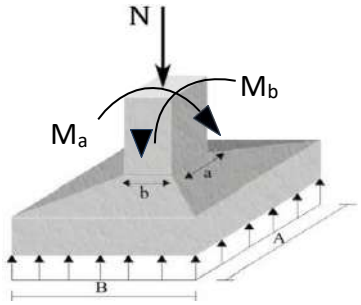


Fig.VI.1 : Semelle

Données :

$\bar{\bar{\sigma}}sol = 1bar = 0{,}1MPa$, a = b = 45cm, c = 3cm , Longrine =3cm.

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

Semelle	**N (kN)**	**M_x (kN.m)**	**M_y (kN.m)**	**A (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	**d (cm)**	**h_{ch} (cm)**
S1	1066.81	6.21	3.63	2.37	2.37	63	2.6	2.6	60	55
S2	751.06	0.14	-13.33	1.99	1.99	58	2.20	2.20	55	45
S3	631.09	-4.10	3.12	1.82	1.81	58	2	2	55	45

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

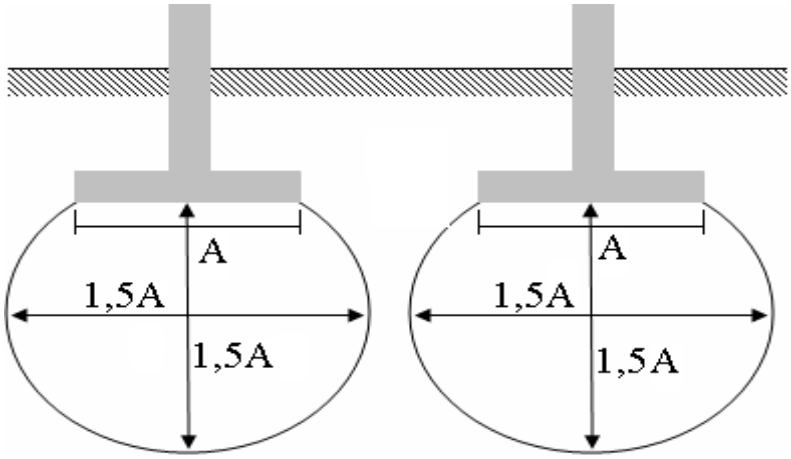


Fig.VI.2 : Les bulles de pression sous la semelle.

$$1 \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement)dans la figure suivante :

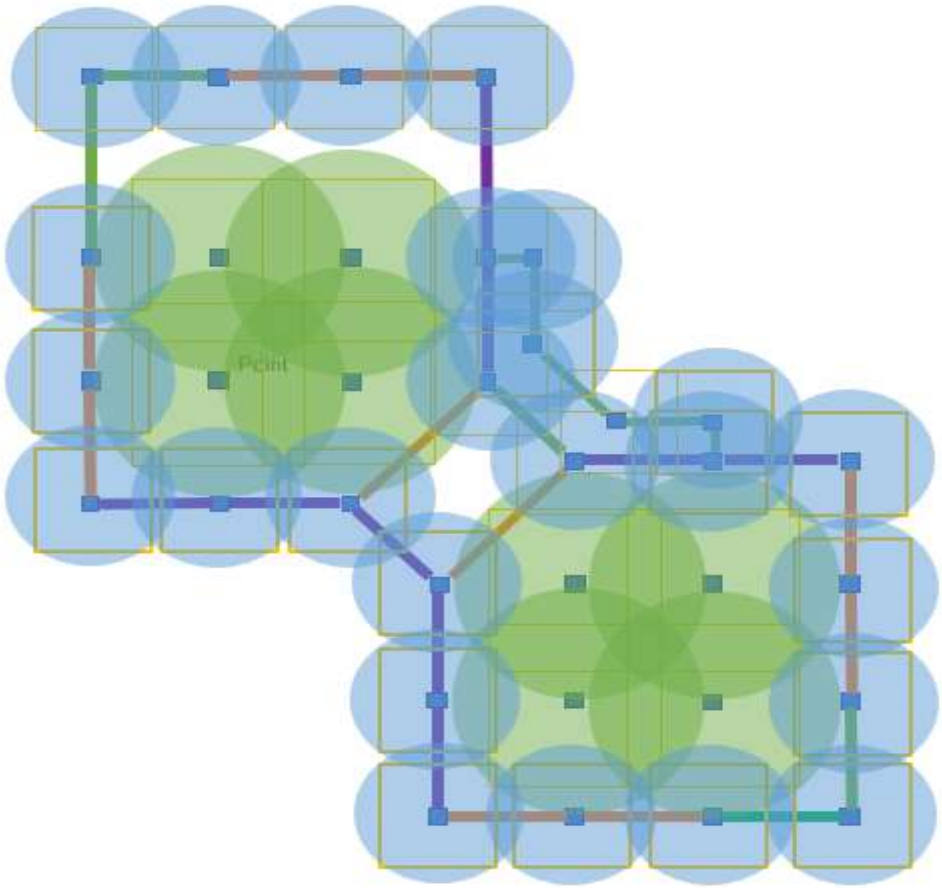


Figure VI .3 : chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression dessemelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante sous un voile.
- 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.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G : débord gauche de la semelle isolée.

d_D : débord droite de la semelle isolée.

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	21,90	7052,16	1	1,61	2	40	50
S1-F2	11,24	2858,55		1,79	2	40	
S2-F1	9,05	2958,25		1,63	2,2	45	
S3-F1	24,25	8233,66		1 ,7	2,4	50	
S3-F2	10,26	3795,54		1,85	2,4	50	

Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (ba)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S1-F1	7052,16	438	58,23	/	905,78	43,8	1,93	1	Vérifiée
S1-F2	2858,55	220,80	24,96	23,71	456,61	22,08	1,62		Vérifiée
S2-F1	2958,25	224	23,82	1483,20	393,02	19,91	1,82		Vérifiée
S3-F1	8233,66	727,50	52,94	/	1094,16	58,68	1,74		Vérifiée
S3-F2	3795,54	307,80	22,69	38,00	462,93	24,62	1,88		Vérifiée

Vérification de la stabilité au renversement [RPA 2003 Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), 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.4: Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S1-F1	7052,16	-4,01	-0,056	2	50	Vérifiée
S1-F2	2858,55	-23,95	-0,83	2	50	
S2-F1	2958,25	-11,05	-0,373	2,2	55	
S3-F1	8233,66	-3,94	-0,047	2,4	60	
S3-F2	3795,54	73,14	1,92	2,4	60	

Conclusion

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.5: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$
S1-F1	**S3-F3**	3.50	1,7	1,9	1,8	Vérifiée
S3-F4	**S1-F1**	3.50	1,7	1,7	1,7	Vérifiée
S2-F1	**S1-F1**	3.30	2.2	2.2	2,2	Vérifiée

Conclusion

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 plusieurspoteaux

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 est 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 h_p est déterminée par la théorie despoutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,k.\,L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

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.6: Dimensionnement de la poutre de libage**.**

Poutre de libage	L_{max} (cm)	$h_{pcalculé}$ (cm)	$h_{padopté}$ (cm)	b_p (cm)
	3,60	47,97	70	60

✓ Donc la section de la poutre de libage : 60x70 cm².

Calcul de Ferraillage

Sous un voile

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**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.7: 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)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F2	1615,96	46,29	4,17	33,33	Diagramme Trapézoïdal
S2-F1	1909,57	78,79	0,77	31,67	
S3-F2	1920,18	47,66	6,21	31,67	

Tableau VI.8: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm²)	$A_{b.adoptée}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm²)	S_t (cm)
S1-F2	1615,96	46,29	2	7,03	7 HA 12=7,92	15	6HA12=6,79	25
S2-F1	1909,57	78,79	2,2	7,87	7 HA 12=7,92	15		
S3-F3	1920,18	47,66	2,4	8,70	9 HA 12=10,18	10		

Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divise en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle est considérée comme isolée ayant pour effort normalN le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le momentM_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A est prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on détermine la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau VI.9: 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)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F1	1931,91	-6,60	-0.32	33,33	Diagramme trapézoïdal
S3-F1	2341,42	11,14	0,47	40	

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

Armatures principales

Tableau VI.10: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F1	1931,91	0,86	3,27	2	29,42	28HA12=31,67	8HA12=9,05	15
S3-F1	2341,72	11 ,14	4,08	2,4	35,18	32HA12=36,19	8HA12=9,05	15

Armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (9{,}05 \times 2{,}4)/4 = 5{,}43 cm^2$ $\Rightarrow$ $A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à unecharge uniformément répartie q cette charge est déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (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)
S1-F1	10,90	9628,33	733,40	56,11	1122,1	133,35	2,42	1,97	536,80	433,40

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.12: 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)
-514,14	575,46	1048,28	-407,55	456,15

Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S1-F1	Travée	575,46	24,71	0,00	5HA16+8ChHA16=26,14
	Appius	-514,14	21,89	0,00	5HA16+12Ch HA16=34,18

Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_b}=15MPa \quad \overline{\sigma_S}=201{,}63MPa$$

Tableau VI.14: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$
S1-F1	Travée	456,15	26,14	10,05	8,49	201,63	110,85	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-40755	10,05	24,13	7,78	201,63	101,12		

Vérification du cisaillement de la poutre de libage [CBA 91 Art.5.2.4.2]

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

$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma b}; 4\text{MPa}\right) = 2.50MPa$……. Fissuration préjudiciable.

$\tau = \frac{1048.28\times10}{600\times670} = 2.60\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.50\text{MPa}$…… Non vérifiée.

Les contraintes de cisaillement sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la sectiondes armateurs :

On prend hp=75cm.

Donc :

$$\tau = \frac{1048.28\times10}{600\times750} = 2.42\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.50\text{MPa}\text{……. Non vérifiée.}$$

Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (At), ainsi que leurs espacements (St) sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	H Cm	T kN	MPa	ZN cm	ZC Cm	Φ mm	At cm^2
60	75	1048,28	2,42	10	15	8	6HA8= 3,02

Armatures de peau selon [CBA93 A.7.3]

Ferraillage des longrines [Art 10.1.1 RPA 99 V 2003]

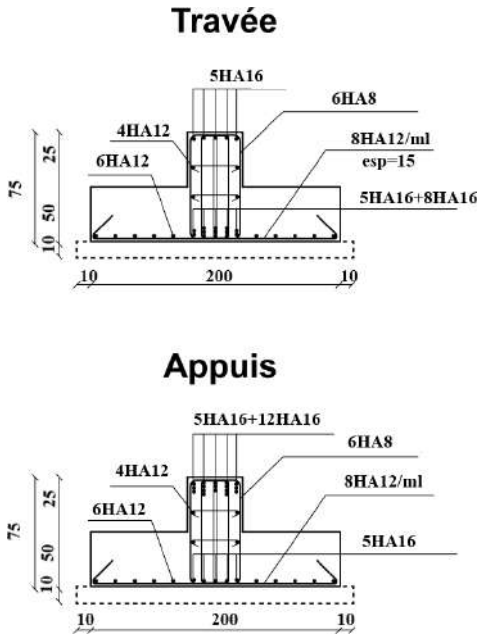


Fig. VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau.

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau.
- ✓ Bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer audéplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 : 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sousl'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des pointsd'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 15$ (Zone II, S2)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans letableau suivant :

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	2599,8	173,32	5,40	6HA12= 6,79	0,90	5,40	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'état limite de service [CBA 93 Art.A.4.5.3]

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.17: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
30×30	1903,54	126,90	6,79	233,62	201,63	Pas Vérifiée

Les contraintes normales de traction sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter lasection des armateurs :

$$A_{adoptée} = 6HA14 = 9{,}24 cm^2 \Rightarrow \sigma_s = 171{,}68 \leq \bar{\sigma} = 201{,}63$$

Calcul des armatures transversales

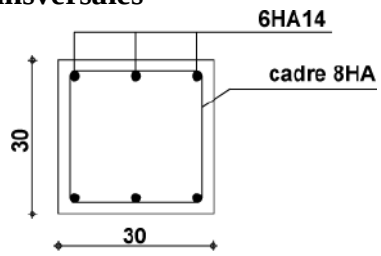


Fig. VI.4: Ferraillage de la longrine.

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4,66	8	2HA8=1,01	15

Conclusion.

Conclusion générale

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient désouligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

On note que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maitriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin ce projet, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Références bibliographiques

Documents règlementaires :

[1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99
version 2003
.(Document technique réglementaire D.T.R-
B.C.2.48).
[2] Règle de conception et de calcul de structures
CBA93. (Document technique réglementaire
D.T.R-B.C.2.41),

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R-B.C.22.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 V22 »
- Logiciel d'analyse des structures les Excel
- Logiciel de ferraillage Socotec
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2014.