REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment (RDC+10 étages+Sous-sol) à usage commercial et d'habitation.

Présenté par

BENROKIA Madina

MOUSSAOUI Zineb

Proposé et Dirigé par

Dr. KHELLADI. M

Promotion septembre 2020



Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à Mr : KHELLADI Mohamed

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

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

Nous remercions également monsieur OULD TURKI Benaissa Pour les diverses guides et conseils enrichissants.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

إلى التي جعل الله الجنة تحت قدميها .. إلى أحلى و احن من في الوجود
*إلى '' **أمي الحنونة** '' أنا وصلت هنا بدعواتك و تعبك معي*

حفظك الله لي.

*إلى روح '' **أبي الغالي** '' الذي يمر على فراقك 40 يوما، افتقدك و بشدة، ها أنا ذا ابنتك الأصغر سأحط رحال دراستي إليك،*
يا من لولاك لما قرأت من هذا العلم حرفا، إليك هذا العمل الذي احتسب اجر تعبه صدقة لروحك الطيبة،
طبت و طابت ذكراك في القلب جنة (رحمة الله عليك).

A mon cher frère : MOHAMED Amine.

A mes chères sœurs: Souhila , Meriem , Hayet , Imene et Mon petit Abouda.

A mes beaux frères : Aissa , Mondhir et Abdennour.

Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré, je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.

A mon chéri Mohamed.

Je remercie mon amie binôme Zineb qui a contribué à la réalisation de ce modes te travail.

A ma meilleure amie : Touba.

A mes chères collègues :Jojo , Meriem et khawla.

A toutes mes amis.

A Toute la promotion génie civil 2020.

A ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment.

Madina

Dédicace

Avec l'aide de dieu, nous avons achevé ce modeste travail

Que je dédie avec l'honneur et fierté A mon dieu merci

Aux personnes les plus chères au monde

A vous mes chers parents (Ahmed et Moufida) ربي يحفظهم

Tous les mots de cet univers ne sortant exprimé mes remerciements, ma gratitude

Pour la sacrifice et la confiance, je les souhaite une longue vie.

A mon cher prof (M.Kheladi)

et ton conseils et aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect.

A mon marie (Morsli)

A mon frère (Abdelhak et Abderahmen)

A mes sœurs (Selma, Anfel, Amina)

je vous exprimé toute mon affection et mes souhaite de succès.

A toutes la familles (MOUSSAOUI).

A toutes mes amies :(Madina.Hadjer.Khawla.Meriem.yasmin).

A toute la section (Génie civil) Tous mes respects et un grand merci.

Lineb

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي + عشرة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية البليدة (اولاد يعيش) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل **(RPA99 version 2003)**

-مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصرالمقاومة للبناية تم طبق المعاييروالقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصرالمنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **(SAP2000 version 19.2)**

- وفي الأخيرقمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un bâtiment (sous-sol+RDC+10 étages), implanté dans la wilaya de **BLIDA (Ouled Yaich),** cette région est classé comme zone **III** selon le **(RPA99 version 2003).**

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version19.2 »**.

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

Abstract

This project is a study of a structure (basement +ground floor+10floors), will be implanted in **BLIDA (Ouled Yaich),** this area is classified in area **III** according to **(RPA99 version 2003).**

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force **(CBA93, RPA99 v 2003).**

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software **"SAP2000 version19.2"**.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Remerciement…….....
Résumé…….....
Sommaire…….....
Liste des Tableaux…….....
Liste des Figure…….. .....
Notation …….....
Introduction Générale…….....

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Presentation de l'ouvrage :..... 1
I.2. Caracteristiques geometriques du batiment :..... 1
I.2.1. Dimensions en élévation : 1
I.2.2. Dimensions en plan : 1
I.3. Classification de l'ouvrage :..... 1
I.3.1. Classification des zones sismiques :[Art 3.1 RPA99 v2003]..... 1
I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003] 1
I.3.3. Classification des sols :[Art 3.3 RPA99 v2003]..... 1
I.3.4. Classification des systèmes de contreventement :[Art 3.4 RPA99 v2003]..... 1
I.4. Conception structurelle : 2
I.4.1. Planchers : 2
I.4.2. Escaliers : 2
I.4.3. Maçonnerie :..... 2
I.4.4. Revêtement :..... 2
I.4.5. L'acrotère : 2
I.5. Hypotheses de calcul :..... 3
I.5.1. Acier :..... 3
I.5.2. Béton : 3

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction 4
II.2. Pré-dimensionnement 4
II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers 4
II.2.1.1. Plancher à corps creux 4
II.2.1.2. Plancher à dalle pleine 5
II.3. Evaluation des charges et surcharges 5
II.3.1. Maçonnerie 5
II.3.1.1. Murs intérieurs (simples cloisons) 5
II.3.1.2. Murs extérieur (Double cloison) 6
II.3.2. Plancher terrasse inaccessible 6
II.3.2.1. charges permanentes 6
II.3.3. Plancher étage courant 7
II.3.3.1. Plancher à corps creux 7
II.3.2.2. Charges d'exploitation : 7
II.4. Pré-dimensionnement des poutres 7
II.4.1. Pré-dimensionnement 7
II.4.2. Vérification vis-à-vis du règlement [5] ART 7.5.1 8
II.5. Pré dimensionnement des voiles selon le règlement [5] Art [7.7.1] 8
II.6. Longrines : [ART 10.1.1 RPA99V2003]: 8
II.7. Poteaux 9
II.7.1.Pré-dimensionnement des poteaux selon le règlement [5] Art [7.4.1] 9
II.7.2. Etapes de pré-dimensionnement [1] ART B8.4.1 9
II.7.3. calcul l'effort normal ultime Nu de chaque niveau 10
II.7.4. Choix du poteau le plus sollicité 10
II.7.5. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux 11
II.7.5.1. Détermination des charges permanente 11
II.7.5.2. Détermination des Surcharge d'exploitation 12
II.7.5.3. Détermination de l'effort normal ultime 13
II.7.5.4. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 [ART.7.4.1] 13

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction 14
III.2. L'acrotère 14
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges 14
III.2.2. Calcul de ferraillage 14
III.3. Plancher à corps creux 15
III.3.1. Les poutrelles 15
III.3.1.1. Avant coulage 15
III.3.1.1.1. Calcul des moments 16
III.3.1.1.2. Calcul des étaiements 16
III.3.1.2.1. calcul des sollicitations dans les poutrelles 17
III.3.1.2.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles : 18
III.3.1.2.2.1. Armatures longitudinales : 18
III.3.1.2.2.2. Vérification de contrainte normale à L'ELS : [1] ART A.4.5.3 19
III.3.1.2.2.3. Vérification de contrainte de cisaillement : [1] ART A5.1.2.1.1 19
III.3.1.2.2.4. vérification de la flèche : [1] ART B6.8.4.2.4 19
III.4. Les escaliers 21
III.4.1. Introduction 21
III.4.2. Dimensionnement 21
III.4.3. pré-dimensionnement d'escalier 22
III.4.3.1. Evaluation des charges et surcharges 22
III.4.3.1.1. Détermination des charges et d'efforts [5] ART 7.2.1 22
III.4.3.1.2. Calcul des sollicitations : 22
III.4.4. Pré-dimensionnement d'escalier 23
III.4.4.1. Evaluation des charges et surcharges 23
III.4.4.1.1. Détermination des charges et d'efforts [5] ART 7.2.1 23
III.4.4.1.2. Calcul des sollicitations 23
III.5.4.2. Ferraillage des escaliers 23
III.4.4.2.1. Armatures longitudinales 23

III.4.4.2.2. Armatures de repartition..... 24
III.4.4.3. Vérification nécessaire 24
III.4.4.3.1. Vérification des contraintes normale à L'ELS 24
III.4.4.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement [1] ART A.5.1.2.1.1 24
III.4.4.3.3. Vérification de la flèche [1] ART B.6.5.3 24
III.4.5. Calcul de consol sous palliasse 25
III.4.5.1. Pré dimensionnement 25
III.4.5.2. Charge sollicitant du consol 25
III.4.5.3. Calcul les efforts..... 25
III.4.6. Calcul le ferraillage 26
III.4.6.1. Vérification à L'ELS 26
III.4.6.2. Vérification les contraintes de cisaillement à L'ELU 26
III.4.7. Vérification l'espacement et les armatures transversales..... 26
III.4.8. Vérification de la flèche 26
III.5. Les dalles pleines 27
III.5.1. Définition 27
III.5.2. les déférents types des dalles pleines 27
III.5.2.1. Etude de la première dalle 27
III.5.2.1.1. Détermination des charges 28
III.5.2.1.2. Calcul du Travaille externe et interne 28
III.5.2.1.3. Calcul du ferraillage à l'ELU 29
III.5.2.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS 29
III.5.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant..... 29
III.5.2.1.6. Vérification de la flèche 30
III.5.2.2. Etude de la deuxième dalle..... 30
III.5.2.2.1. Détermination des charges 31
III.5.2.2.2. Calcul du Travaille externe et interne 31
III.5.2.2.3. Calcul du ferraillage à l'ELU 31
III.5.2.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS 31
III.5.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant..... 32
III.5.2.1.6. Vérification de la flèche 32
III.6. La dalle machine.....32

III.6.1. Introduction 32
III.6.2. Détermination de l'épaisseur 32
III.6.3. la charge permanente et la charge d'exploitation 33
III.6.5. Calcul du ferraillage à l'ELU 34
III.6.6. Vérification des contraintes à L'ELS 34
III.6.7. Vérification de l'effort tranchant 34
III.6.8. Vérification de la flèche 34
III.6.9. Vérification de non poinçonnement 35

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....36
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure.....36
IV.2.1. Centre de masse.....36
IV.2.2. Centre de torsion.....37
IV.2.3 calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a].....37
IV.2.3.1 Excentricité statique.....37
IV.2.4 Dimensions du bâtiment :.....38
IV.2.5 Excentricité admissible.....38
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....41
IV.3.1 Introduction.....41
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale.....42
IV.3.2.1 Principe.....42
IV.3.2.2 Modélisation.....42
IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul.....42
IV.6 Résultats de l'analyse dynamique.....46
IV.6.1 Vérification de comportement modal de la structure.....47
IV.6.1.1 Disposition des voiles.....47
IV.6.1.1.1 Voile périphérique (partie Sous-sol).....47
IV.6.1.1.2 Proposition de la disposition des voiles des contreventements.....48

IV.6.2 Vérification de la participation massique.....53
IV.6.3 Résultante des forces sismiques de calcul.....54
IV.6.4 Calcul de la force sismique totale.....54
IV.6.5 Vérification de la stabilité au renversement.....55
IV.6.6 Vérification des déplacements.....57
IV.6.8 Vérification du l'effort normal réduit.....58
IV.6.9 Vérification des contraintes au cisaillement des éléments.....59
IV.6.10 Vérification de l'effet P-Δ.....60
IV.7. Conclusion.....62

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

V.1 Introduction.....63
V.2 Les combinaisons des charges.....63
V.3 Ferraillage des poutres.....63
V.3.1 Introduction.....63
V.3.1.1 Vérification sections minimale des poutres.....64
V.3.1.2 Vérification des contraintes à ELS.....66
V.3.1.3 Vérification au cisaillement des poutres.....68
V.3.2 Calcul des armatures transversales.....68
V.3.3 Vérification de la flèche.....69
V.4 Ferraillage des poteaux.....72
V.4.1 Sollicitations extrêmes de ferraillage.....72
V.4.2 Vérification des contraintes à ELS.....73
V.4.3 Vérification des armatures transversales :.....74
V.5 Ferraillage des voiles.....75
V.5.1 Introduction.....75
V.5.2 Les voiles pleins.....75
V.5.3 Voiles avec files d'ouvertures.....75
V.5.4 Recommandations des règlements.....75

V.5.5 Ferraillage des voiles pleins (trumeaux).....76
V.5.5.1 Armatures verticales.....76
V.5.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....77
V.5.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements.....77
V.5.5.4 Calcul des armatures horizontales.....78
V.5.6. Ferraillage des voiles avec ouverture.....79
V.5.6.1 linteaux [RPA 2003 Art 7.7.3].....79
V.5.6.1.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple.....79
V.5.6.1.2 Ferraillage des linteaux en trac/comp [RPA 2003 Art 7.7.3.2].....79
V.5.6.1.2 Ferraillage minimal : [RPA 2003 Art 7.7.3.3].....80
V.5.6.2 Les Trumeaux.....81
V.5.6.2.1 Les armatures verticales.....81
V.5.6.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....82
V.5.6.2.3 Vérification des contraintes de cisaillements.....82
V.5.6.2.4 Calcul des armatures horizontales.....82
V.6 Conclusion :.....83

CHAPITRE VI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction 84
VI.2. Les fondations peuvent être classées en 3 types..... 84
VI.3 . Caractéristiques du sol..... 84
VI.4. Choix de la fondation 85
VI.4 .1. Semelle isolée sous poteau 86
VI.4 .1. 1. Répartition trapézoidale..... 86
I.4 .1.2.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 87
VI.4.3. Semelle Filante 88
VI.4.3.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)..... 88
VI.4.3.2 . Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 90
VI.4.2.3. Dimensionnement de la poutre de libage 90
VI.5. Ferraillage..... 91

VI.5.1.Les semelles filantes croisée 91
VI.5.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux : 91
VI .5.1.2 Semelle filante (continue) sous un voile : 92
VI.5.2.Ferraillage de la Poutre de libage 93
VI.5.2.1. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage 94
VI.5.2.2 .Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU) 94
VI.5.2.3. Ferraillage s de la poutre de libage à l'ELU 94
VI.5.2.3.1. Armatures longitudinales : 94
VI.5.2.3.2. Armatures de peau : 94
VI.5.2.3.3 Armatures transversales: 95
VI.5.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS 95
VI.6. Ferraillage des longrines [Art 10.1.1 RPA99v2003] 96
VI.6.1 Armatures longitudinales à l'ELU 96
VI.6.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS 97
VI.6.2 Calcul des armatures transversales 97
VI.7. LES VOILES PERIPHERIQUES 98
VI.7.1. Calcul de la poussée des terres 98
VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques 99
VI.7.3.Vérification des contraintes à L'ELS 100
VI.7.4.Vérification au cisaillement à l'ELU 100

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tab I.1: caractéristique de l'acier 3
Tab I.2: hypothèses de calcul béton. 3

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tab II.1: pré-dimensionnement des plancher. 4
Tab II.2: Charges du mur simple cloison. 5
Tab II.3: Charges du mur double cloison. 6
Tab II.4: Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux. 6
Tab II.5: Charge permanente du plancher courant (16+4). 7
Tab II.6: Charge permanente du plancher courant (20+4). 7
Tab II.7: pré-dimensionnement des poutres. 8
Tab II.9: calcul de l'effort N. 10
Tab II.10: Détermination des charges permanentes. 11
Tab II.11: Détermination des charges d'exploitation 12
Tab II.12: Détermination de l'effort normal ultime 13
Tab II.13: Vérification conditions [RPA99v2003]. 13

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tab III.1: Les efforts à l'ELU et l'ELS. 14
Tab III.2: La section d'armatures 14
Tab III.3: Vérification des contraintes à L'ELS 14
Tab III.4: Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU. 15
Tab III.5: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. 15

Tab III.6: Calcul des moments. 16
Tab III.7: Détermination du nombre d'étaiements. 16
Tab III.8: Evaluation des charges et surcharges 16
Tab III.10: calcul la section des armatures (plancher courant). 18
Tab III.11: calcul de l'armature transversale (plancher courant). 18
Tab III.12: calcul la section des armatures (plancher commerce). 18
Tab III.13: calcul de l'armature transversale (plancher commerce). 18
Tab III.14: calcul et vérification de contrainte normale. 19
Tab III.15: Vérification de contrainte de cisaillement. 19
Tab III.16: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles. 19
Tab III.17: Vérifications de la flèche des poutrelles 19
Tab III.18: Dimensions de l'escalier. 22
Tabl III.19: Combinaisons des efforts de l'escalier. 22
Tab III.20: les résultats à ELU et ELS de l'escalier 22
Tab III.22: Dimensions de l'escalier. 23
Tab III.23: Combinaisons des efforts de l'escalier. 23
Tab III.24: les résultats à ELU et ELS de l'escalier. 23
Tab III.25: Section d'armatures longitudinales d'escalier. 23
Tab III.26: Section d'armatures de répartition d'escalier. 24
Tab III.27: vérification de l'espacement de l'escalier. 24
Tab III.28: la vérification nécessaire de σbde l'escalier. 24
Tab III.29: vérification de l'effort tranchant de l'escalier. 24
Tab III.30: vérification de la flèche de l'escalier. 24
Tab III.31: pré dimensionnement du consol. 25
Tab III.32: les charges du consol. 25
Tab III.33: les efforts du consol. 25
Tab III.34: le ferraillage du consol à L'ELU. 26
Tab III.35: vérification à L'ELS. 26
Tab III.36: vérification des contraintes de cisaillement. 26
Tab III.37: Espacement et armatures. 26
Tab III.38: Vérification de la flèche. 26
Tab III.39: les sollicitations appliquées. 28

Tab III.40: calcul travaille externe et interne. 28
Tab III.41: ferraillage de 1er type des dalles pleines. 29
Tab III.42: Condition de non fragilité de 1ère dalle pleine 29
Tab III.43: Vérification de 1er type des dalles pleines..... 29
Tab III.44: vérification de l'effort tranchant. 29
Tab III.45: vérification de la flèche..... 30
Tab III.46: les sollicitations appliquées..... 31
Tab III.47: calcul travaille externe et interne. 31
Tab III.48: ferraillage de 2eme type des dalles pleines. 31
Tab III.49: Vérification de 2eme type des dalles pleines. 32
Tab III.50: vérification de l'effort tranchant. 32
Tab III.51: vérification de la flèche..... 32
Tab III.52: poids de la machine..... 33
Tab III.53: les charges de la dalle machine 33
Tab III.54: calcul travaille externe et interne. 33
Tab III.55: ferraillage de la dalle machine. 34
Tab III.56: Vérification de la dalle machine. 34
Tab III.57: vérification de l'effort tranchant. 34
Tab III.58: vérification de la flèche..... 34

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

Tab IV.1: Centre de masse et centre de torsion.....39
Tab IV.2: Excentricité suivant les deux directions.....39
Tab IV.3: Centre de masse et centre de torsion.....40
Tab IV.4: Excentricité suivant les deux directions.....41
Tab IV.5: vérification du coefficient de comportement R suivant X.....43
Tab IV.6: vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.....44
Tab IV.7: vérification du coefficient de comportement R suivant Y.....44
Tab IV.8: vérification du coefficient de comportement R suivant Yen pourcentage.....45

Tab IV.9: Facteur de qualité.....46
Tab IV.10: le comportement des trois premiers modes.....48
Tab IV.11: le comportement des trois premiers modes.....49
Tab IV.12: le comportement des trois premiers modes.....50
Tab IV.13: le comportement des trois premiers modes.....51
Tab IV.14: Comportement des trois premiers modes.....52
Tab IV.15: Comportement des trois premiers modes.....53
Tab IV.16: calcul de la force sismique.....55
Tab IV.17: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....55
Tab IV.18: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....56
Tab IV.19: Vérification de la stabilité au renversement.....57
Tab IV.20: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....57
Tab IV.21: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....58
Tab IV.22: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrés.....58
Tab IV.23: Vérification de cisaillement des poutres.....59
Tab IV.24: Vérification de cisaillement des voiles.....60
Tab IV.25 :Vérification de l'effet P-Δ.....61
Tab IV.26: Dimensions finales des éléments.....62

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Tab V.1: Les données de calcul.....63
Tab V.2: Ferraillage longitudinal des poutres.....64
Tab V.3: Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres.....65
Tab V.4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.....67
Tab V.5: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....68
Tab V.6: Calcul des armatures transversales et leur espacement.....69
Tab V.6: Vérification de la flèche.....69
Tab V.7: Ferraillage longitudinale des poteaux.....72
Tab V.8: Vérification des contraintes à ELS.....73
Tab V.9: Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....74
Tab V.10: Ferraillage verticales des voiles pleins (zone nodale).....76

Tab V.11: Ferraillage verticales des voiles pleins (zone courante).....77
Tab V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.....77
Tab V.13: Vérification des contraintes des cisaillements.....77
Tab V.14: Détermination des armatures horizontales.....78
Tab V.15: Détermination de sollicitation.....80
Tab V.16: Calcul des armatures des voiles (linteaux).....81
Tab V.17: Ferraillage verticales des trumeaux voiles avec ouverture.....81
Tab V.11: Ferraillage verticales des trumeaux (zone courante).....82
Tab V.18: Vérification des contraintes à l'ELS.....82
Tab V.19: Vérification des contraintes des cisaillements.....82
Tab V.20: Détermination des armatures horizontales.....82

CHAPITRE VI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tab VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 87
Tab. VI.2: Dimensionnement des semelles filantes..... 89
Tab VI.3: Vérification de la stabilité au renversement. 90
Tab.VI.4 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage :..... 90
Tab VI.5 :Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 92
Tab VI.6: Ferraillages des armatures principales de la semelle. 92
Tab VI.7 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 92
Tab VI.8.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile. 93
Tab VI.9. Ferraillages des armatures principales de la semelle. 93
Tab VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions). 93
Tab VI.11: valeurs de (F) pour la poutre de libage **(ELS et ELU).** 94
Tab VI.12: Valeurs de **(M et T)** pour la poutre de libage **(ELS et ELU).** 94
Tab VI.13: l'armature longitudinale de la poutre de libage **à L'ELU.**..... 94
Tab VI.14 : l'armature transversale de la poutre de libage 95
Tab VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 95
Tab VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines. 96
Tab VI.17 : Vérification de contrainte des longrines **à l'ELS**..... 97

Tab VI.18 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 97
Tab VI.19 : Calcul des moments de flexion des lignes de rupture. 99
Tab VI.20 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU. 99
Tab VI.21 :Vérifications des contraintes à l'ELS. 100

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Fig II.1: Plancher à corps creux.....4

Fig II.3: surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité 11

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig III.1:L'acrotère. 14
Fig III.2: Détails de ferraillage de l'acrotère. 15
Fig III.3: ferraillage des poutrelles (plancher courant) en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche). 20
Fig III.4: ferraillage des poutrelles (plancher commerce) en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche). 20
Fig III.5: Représentation d'un escalier. 21
Fig III.6: dimensions de l'escalier. 21
Fig III.7: Schéma statique de l'escalier à étudie 22
Fig III.8: Détails de ferraillage d'escalier. 25
Fig III.9: Ferraillage du consol 27
Fig III.10: 1er type des dalles pleines. 27
Fig III.11: 2eme type des dalles pleines. 30
Fig III.12 : ligne de la rupture d'une dalle machine. 33
Fig III.13: Schéma de la vérification de non poinçonnement 35

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

FigIV.1 : La disposition du centre de masse et centre de torsion..... 38
Fig IV.2: vue en plan.....40
Fig IV.3: La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)..... 47
FigIV.4 :1ère disposition des voiles..... 48
FigIV.5 :2eme disposition des voiles..... 49
Fig IV.6: 3eme disposition des voiles..... 50
Fig IV.7: 4eme disposition des voiles.....51
Fig IV.8: disposition des voiles (vue en plan).....52

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Fig V.1: Ferraillage des poutres principale 1 (commerce et EC) / (Travée et Appui.....70
Fig V.2: Ferraillage des poutres principale 2 (commerce et EC) / (Travée et Appui).....70
Fig V.3: Ferraillage des poutres secondaires etage commerce (Travée et Appui).....70
Fig V.4: Ferraillage des poutres secondaires etage courant (Travée et Appui).....71
Fig V.7: Dessin de ferraillage des Poteaux.....74
Fig V.8: détails de Ferraillage de voile plein.....78
Fig V.9: détails de Ferraillage de voile avec ouverture.....83

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig VI.1: Les bulbes de pression sous la semelle 87
Fig VI.3 : schéma présenté les semelles filantes et poutre de libage. 91
Fig VI.4 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteau 95
Fig VI.5 : Ferraillage de la longrine. 97
Fig VI.6 : Schéma statique du voile périphérique..... 98

➢ Majuscules romaines :

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

➢ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

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

➢ *Majuscules grecques :*

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

➢ *Minuscules grecques :*

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

Introduction générale

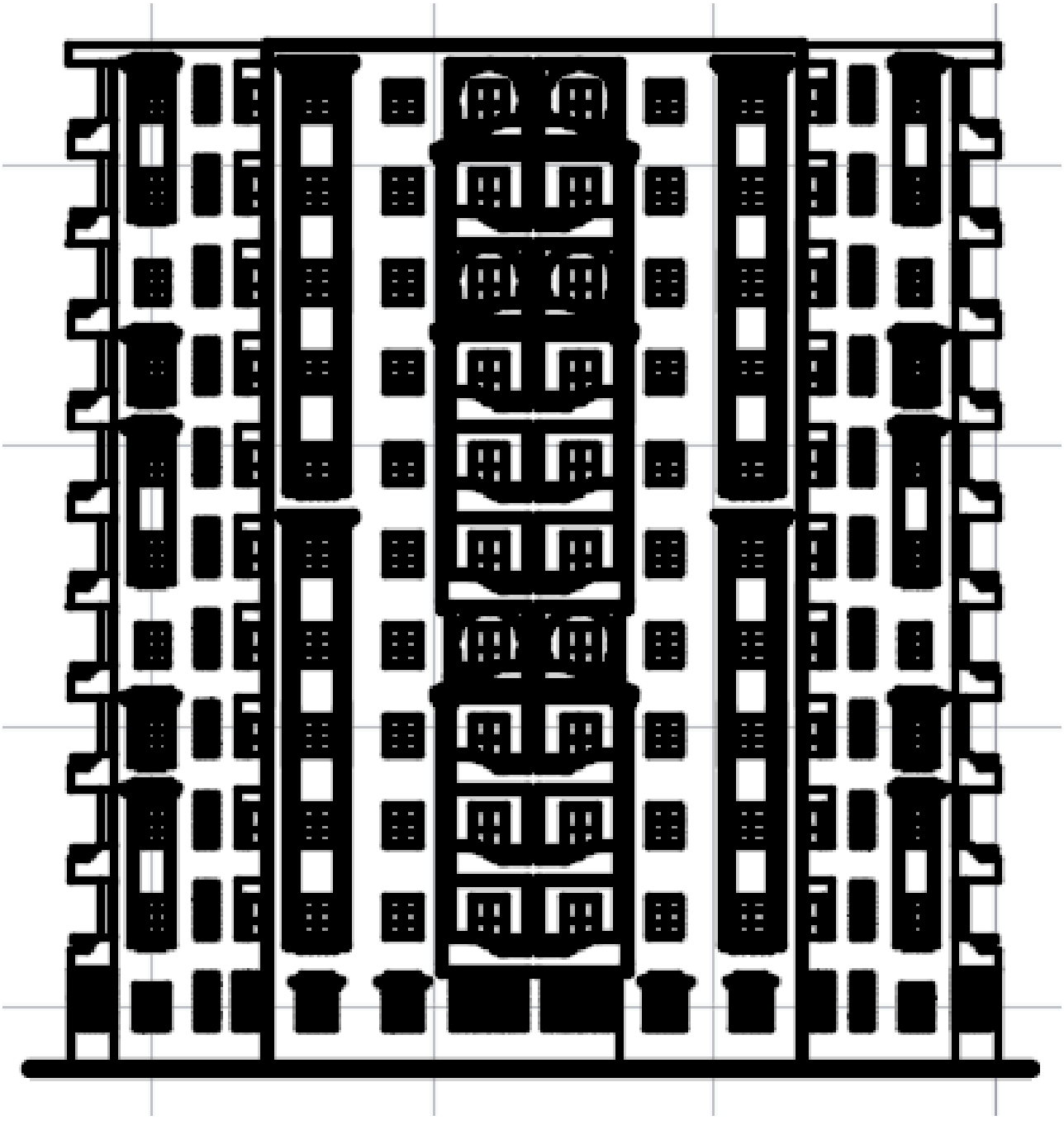
La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, 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. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

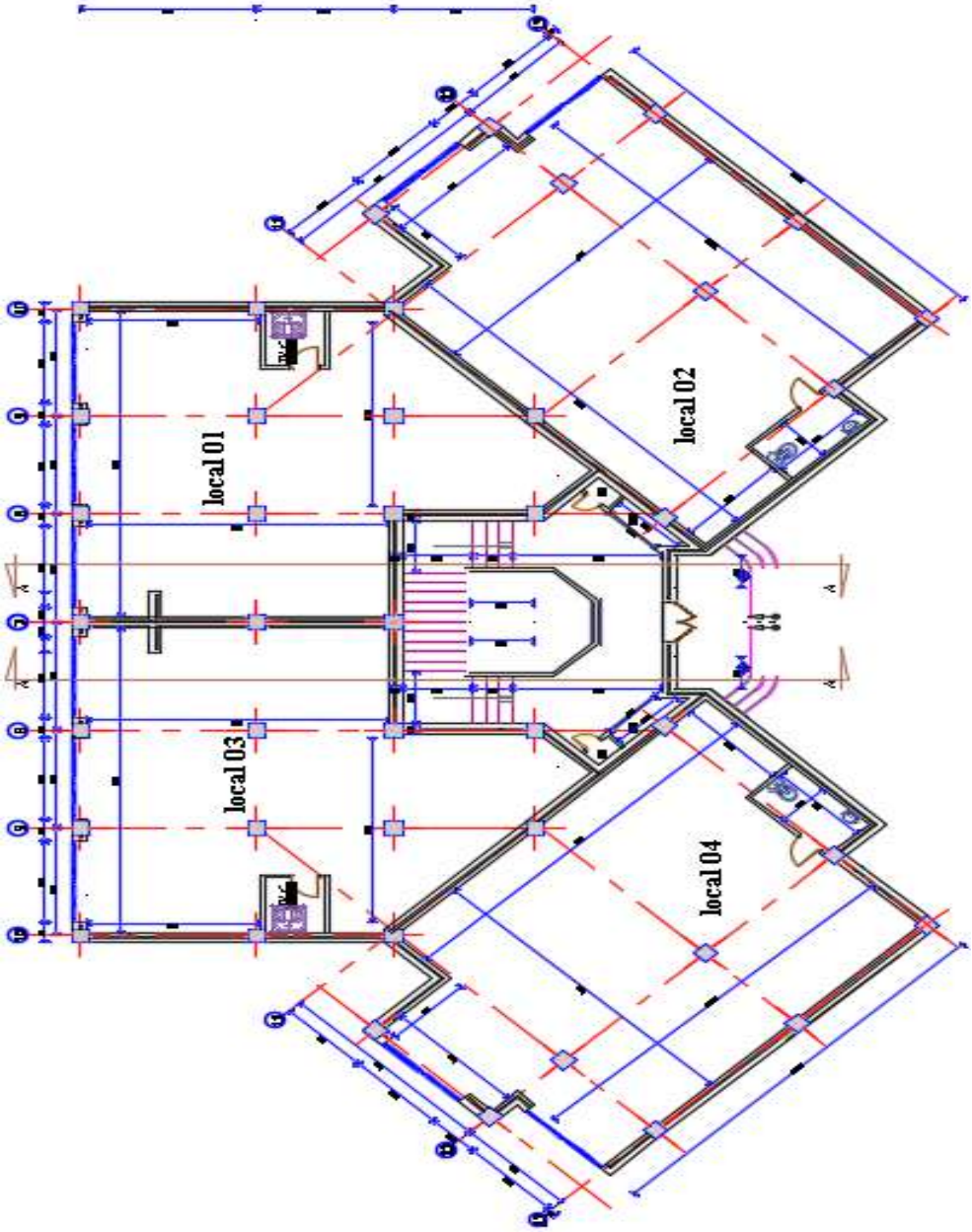
Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bloc en **sous-sol+RDC+10etages** implanté dans une zone de forte sismicité **(zone III),** le bloc est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

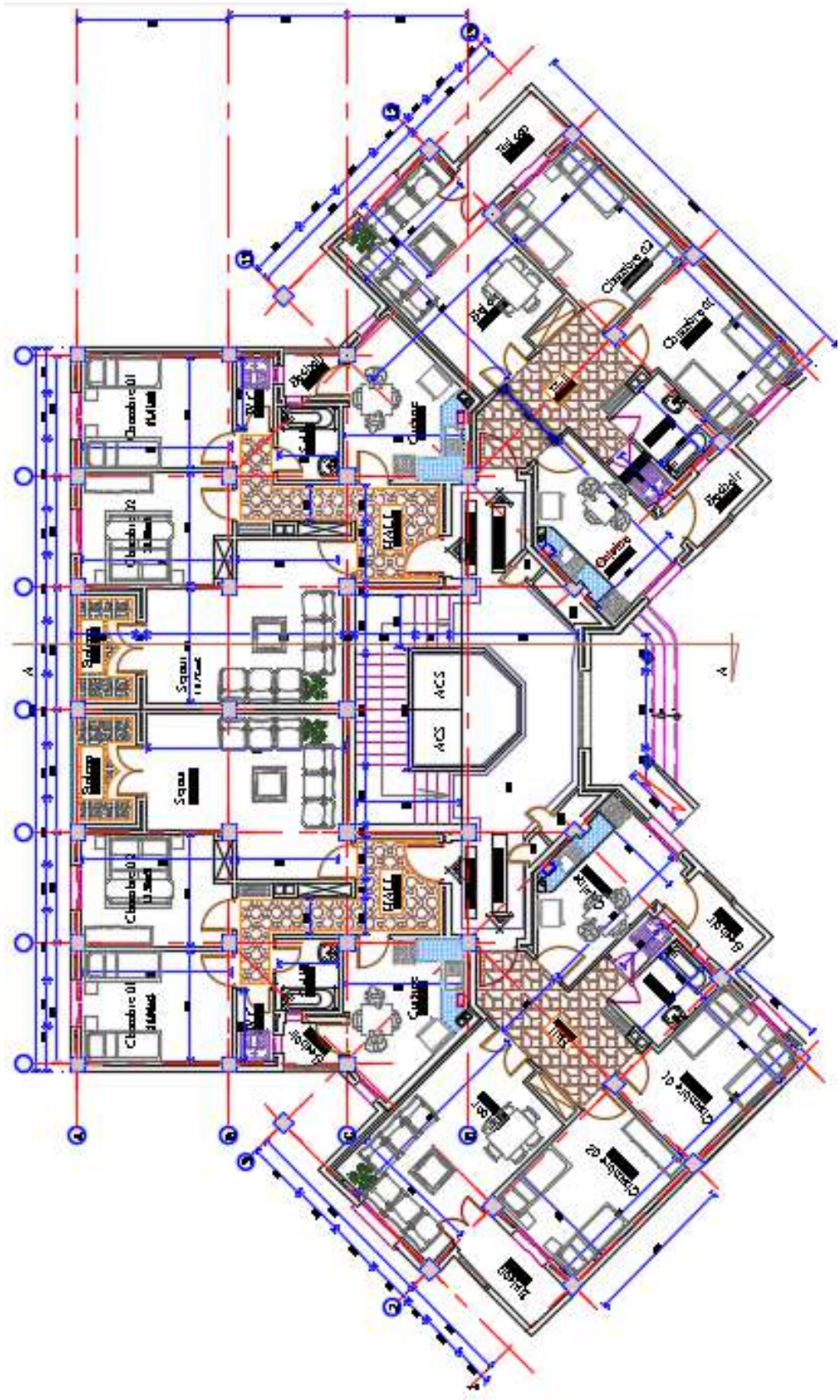
- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP2000 V19.2**
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- ✓ La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure.



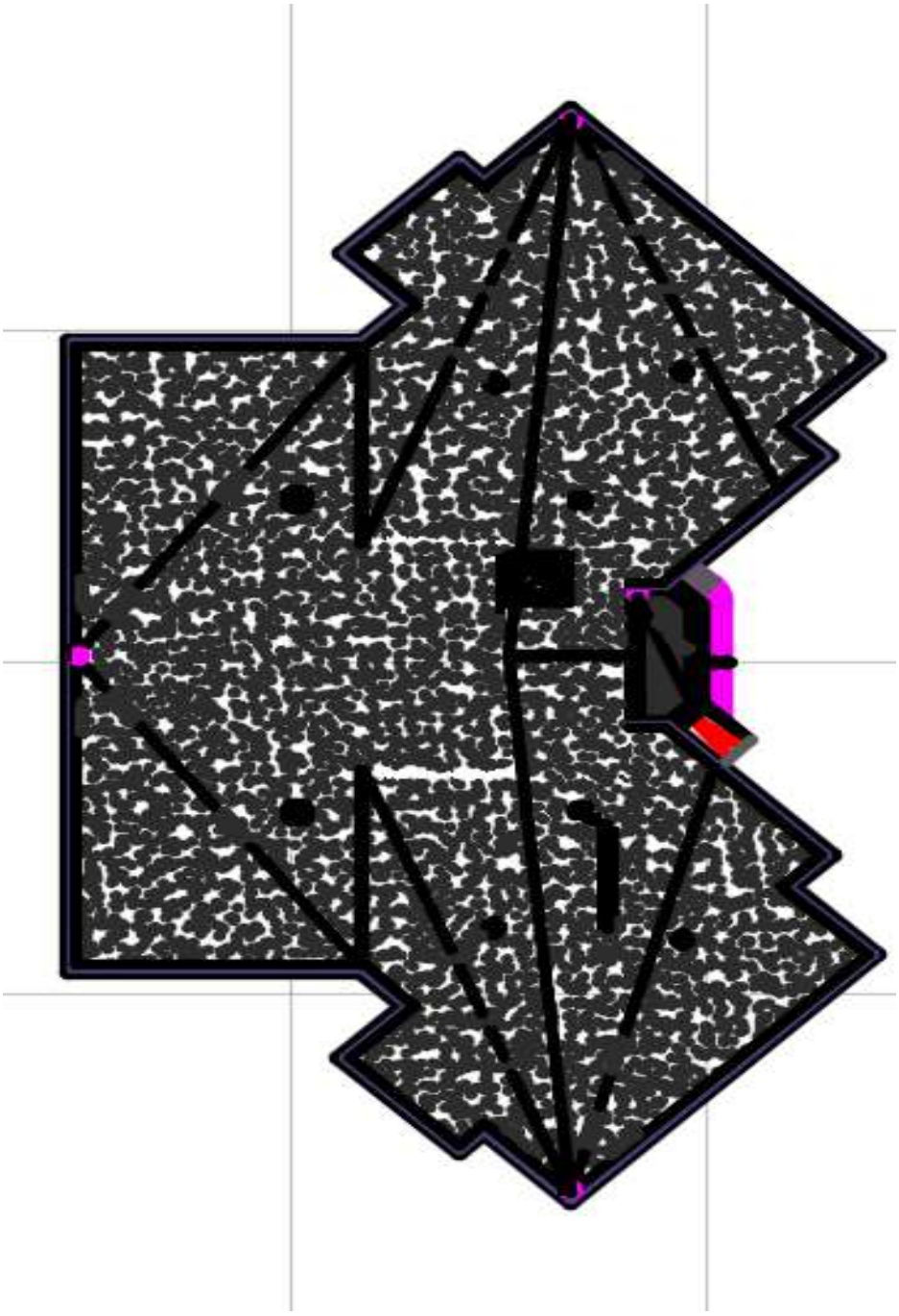
Facade principale



Vue en plan RDC



Vue en plan etage courant



Vue en plan terrasse

Chapitre I

Généralités

I.1. Presentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales SETAM (société d'études techniques et d'architecture de Médéa) consiste en l'étude d'un bâtiment (R+10+SS) à usage commercial et d'habitation avec un contreventement mixte. L'ouvrage étudié sera implanté à commune (Blida), notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93 et RPA99 version2003.

I.2. Caracteristiques geometriques du batiment

I.2.1. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : ... ... H_t= 38.93 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : ... ... H_{Etage}= 03.23 m.
- ✓ Hauteur du RDC : ... ... H_{RDC}= 03.23 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : ... ... H_{s-sol}= 03.40 m.

I.2.2. Dimensions en plan

- ✓ Sens transversal : ... ... L_x=30.53 m.
- ✓ Sens longitudinal : ... ... L_y=19.14m.

I.3. Classification de l'ouvrage

I.3.1. Classification des zones sismiques **[Art 3.1 RPA99 v2003]**

Le bâtiment sera implanté ***à* BLIDA** zone classée par le règlement parasismique Algérien **[RPA99V2003]** comme une zone de trés forte sismicité « **Zone III** ».

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance **[Art 3.2 RPA99 v2003]**

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective,la hauteur de 38.93 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3. Classification des sols **[Art 3.3 RPA99 v2003]**

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **ferme (S2).**

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement **[Art 3.4 RPA99 v2003]**

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en **zone III**. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003]**.
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003]**.
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003]**.

I.4. Conception structurelle

I.4.1. Planchers

Notre Ouvrage comporte deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Planchers en dalle pleines.

I.4.2. Escaliers

On a un seule type d'escalier :

- ✓ Escalier droit composé de trois volés.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.5. L'acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.5. Hypotheses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1. Acier

Tab I.1: caractéristique de l'acier .

La masse volumique de l'acier	ρ = 7.85 t/m3	**Source**
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**

I.5.2. Béton

Tab I.2: hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton	ρ = 2.5 t/m3	**[ART A.3.1.2.1 CBA93]**
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	**[ART A.2.1.1.2 CBA93]**
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	**[ART A.2.1.1.2 CBA93]**
Le module d'élasticité (instantané) : **Le module d'élasticité (différé)**	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
efficient de poisson **- pour le calcul des sollicitations** **- pour le calcul des déformations**	υ= 0 υ= 0.2	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	**[ART A.3.1.3.3. CBA93]**
Module de déformation transversal (mo²dule de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+v)}$	**[ART A.2.1.3 CBA93]**

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

[RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A].

II.2. Pré-dimensionnement

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$ **[1] ART.B.6.8.4.2.4**

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

L= 452cm.

Tab II.1: pré-dimensionnement des plancher.

Alors :

L/25≤	ht (cm)	≤L/20
17	16+4	21

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t}$**=20= (16+4)** tel que :

D =16 (épaisseur du corps creux **(poutrelles Hourdis**).

e = 4 (épaisseur de la table de compression).

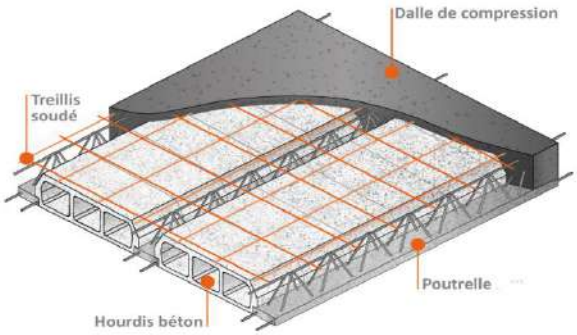


Fig II.1: Plancher à corps creux.

Remarque :

Le sous-sol est en plancher (20+4) par ce que :

- la charge d'exploitation Q à usage commercial Q=5KN/ml.
- la quantité de ferraillage est grande (poutrelle).

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{h_t}{35} \leq e \leq \frac{h_t}{30}$

Avec : Lx : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=170cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{170}{35} \leq e \leq \frac{170}{30} \rightarrow 4.85 \leq e \leq 5.66$$

✓ Donc on démarre avec une épaisseur de 15cm selon le **DTR [1]ART A.5.2.3.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.1. Murs intérieurs (simples cloisons)

Tab II.2: Charges du mur simple cloison.

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)	Référence
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18	0.36	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18	0.36	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
	G (charges permanentes)	***1.62KN/ m2***			

II.3.1.2. Murs extérieur (Double cloison)

Tab II.3: Charges du mur double cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18	0.36	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[[4] ART B.C.2.2 C.1**maçonnerie
3	Lame d'aire	0.10	-	-	
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
5	Enduit en Ciment	0.02	0.18	0.36	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
	G (charges*permanentes*)	***2.52KN/m2***			

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible

Le plancher terrasse est en corps creux :

II.3.2.1. charges permanentes

Tab II.4: Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux.

N	composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Gravier roulé	0.04	0.72	**[4] ARTB.C.2.2 C.5**-Toitures
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
3	Papier kraft	-	0.05	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
4	Forme de pente	0.14	2.20	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
5	Film polyane	-	0.01	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
6	Liégé (isolant)	0.04	0.16	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
7	Pare vapeur	0.10	0.06	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Toitures
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	2.80	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Plancher
9	Enduit plâtre	0.02	0.20	**[4] ART B.C.2.2 C.5**-Enduit
	G (charges permanentes)	***6.40KN/m2***		

II.3.3. Plancher étage courant

II.3.3.1. Plancher à corps creux

Tab II.5: Charge permanente du plancher courant (16+4).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.40	**[4] ART B.C.2.2 C.3-** Revetement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	0.40	**[4] ART B.C.2.2 C.3-** Revetement du plancher
3	Lit de sable	0.03	0.54	**[4] ART B.C.2.2** Annexes
4	Cloisons	0.1	1.62	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
5	Planchers corps creux 16+4	0.16+0.04	2.80	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Plancher
6	Enduit en plâtre	0.02	0.2	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
	G (charges permanentes)	***5.96 KN/m2***		

Tab II.6: Charge permanente du plancher courant (20+4).

	Planchers corps creux 20+4	0.20+0.04	3.30	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Plancher
	G (charges permanentes)	***6.46 KN/m2***		

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible (usage habitation) : Q=1 kN/m² **[4] ART 7.3.3**
- Etage courant (usage habitation): Q=1.5 kN/m². **[4] ART 7.1**
- Le plancher courant à zone de dépôt : Q = 3.5 KN/m². **[4] ART 7.**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

II.4.1. Pré-dimensionnement

Elles sont pré-dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche,

Imposées par les règles de **[5] ART 3.2** à partir de L (L :la plus grande portée mesurée entre l'axe d'appuis), et comme une poutre simplement appui :

$\frac{L}{20} \leq ht \leq \frac{L}{16}$; $0.27h \leq b \leq 0.36h$

II.4.2. Vérification vis-à-vis du règlement [5] ART 7.5.1

Pour la zoneIII (zone de forte sismicité), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous : b≥20cm ; h ≥30cm ; h/b ≤ 4

Tab II.7: pré-dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=5.43m	L=6.45m	L=4.52m
Pré-dimensionnement	$36.2 \leq h \leq 54.3$ h =40cm $10.8 \leq b \leq 14.4$ b=30cm	$43 \leq h \leq 64.5$ h =45cm $12.15 \leq b \leq 16.2$ b =30cm	$30.13 \leq h \leq 45.2$ h =35cm $9.45 \leq b \leq 12.68$ b=30cm
Section choisir	30cm x 40cm	30cm x 45cm	30cm x 35cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{30} = 1.33 < 4$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{45}{30} = 1.5 < 4$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	40/543=0.073>1/16=0.06	45/645=0.069>0.06	35/452=0.077>0.06
Conclusion	**30cm x 40cm**	**30cm x 45cm**	**30cm x 35cm**

II.5. Pré dimensionnement des voiles selon le règlement [5] Art [7.7.1]

- **Voiles de contreventement**

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement on exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

Tab II.8: Pré dimensionnement des voiles.

Les voiles	he=h-hpp(cm)	a ≥ *he*/25
Etage courant	288	11.52
Sous-sol	305	12.20

Avec : he : la hauteur libre h : la hauteur d'étage hps : la hauteur de la poutre

✓ Donc on démarre avec une épaisseur de 15cm (a=15cm)

- **Voiles de périphérique**

A=a+2 donc : a=17cm

II.6. Longrines [ART 10.1.1 RPA99V2003]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :25 cm x 30 cm : sites de catégorie ***S2*** et ***S3,*** on a le site S3 donc la section des longrines : **30cm x 30cm.**

II.7. Poteaux

II.7.1 Pré-dimensionnement des poteaux selon le règlement [5] Art [7.4.1]

Pour le pré-dimensionnement 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.7.2. Etapes de pré-dimensionnement [1] Art [B8.4.1]

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003[Art 7.4.1] pour les poteaux rectangulaires en zone III:

  Min $(b1, h1) \geq 30cm$; Min $(b1,h1) \geq he/20$; 1/4 <b1/h1<4 ;

  avec : he : la hauteur libre du poteau
- 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.

Condition a vérifié : $N_{ultime} \leq \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s}.\alpha \right]$ **[1] ART B8.4.1**

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

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie << Br = (b-2cm)x(h-2cm) >>.

γb et γs : Coefficient d sécurité de béton et d l'acier (situation durable : γb =1.5 ; γs =1.15)

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour : } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 .\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour : } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement géométrique ; Lf : la longueur de flambement qui défini par le CBA93 comme suit : - 0.7 L0 : si le poteau est à ses extrémités

- L0 : dans les autres cas.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$, I= $\frac{b.h^3}{12}$(Poteau rectangulaire).

II.7.3. calcul l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Tab II.9: calcul de l'effort N.

Etage	Dimension	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (KN)
10	(30*30)	2.261	0.087	22.386	25	784	0.9	0.765	1134.438
9	(30*30)	2.261	0.087	22.386	25	784	0.9	0.765	1134.438
8	(35*35)	2.261	0.101	22.386	25	1089	1.225	0.786	1618.089
7	(35*35)	2.261	0.101	19.661	25	1089	1.225	0.786	1618.089
6	(40*40)	2.261	0.115	19.661	25	1444	1.6	0.800	2183.581
5	(40*40)	2.261	0.115	19.661	25	1444	1.6	0.800	2183.581
4	(45*45)	2.261	0.130	17.392	25	1849	2.025	0.810	2830.345
3	(45*45)	2.261	0.130	17.392	25	1849	2.025	0.810	2830.345
2	(50*50)	2.261	0.144	17.392	25	2304	2.5	0.817	3558.036
1	(50*50)	2.261	0.144	15.701	25	2304	2.5	0.817	3558.036
RDC	(55*55)	2.261	0.159	15.701	25	2809	3.025	0.823	4366.439
Sous sol	(55*55)	2.380	0.159	16.528	25	2809	3.025	0.820	4351.373

II.7.4. Choix du poteau le plus sollicité

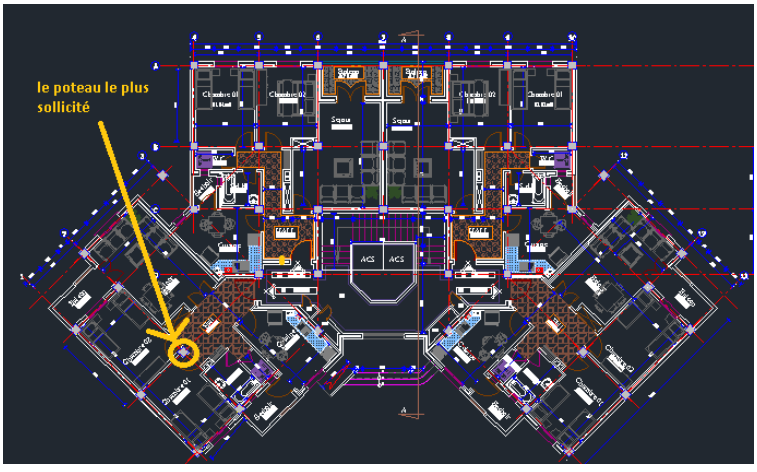


Fig II.2: position de poteau le plus sollicité

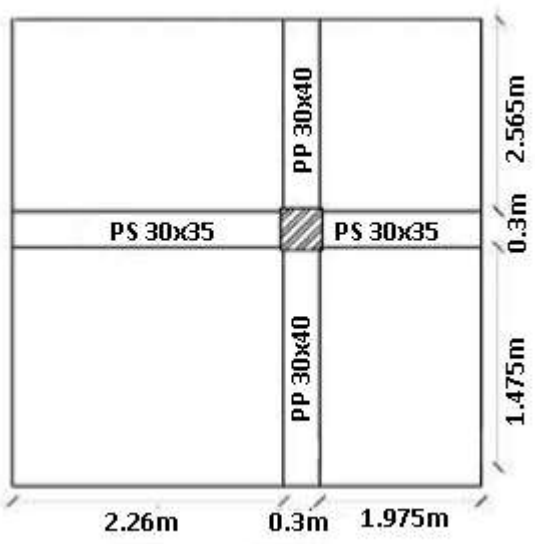


Fig II.3: surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité

On a : La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité : S_t=**17.74 m²**

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité : S_P=**15.31 m²**

II.7.5. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.7.5.1. Détermination des charges permanente

G (plancher t ou c) = poids 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 h_ex poids volumique du béton armé.

Tab II.10: Détermination des charges permanentes.

	G plancher(KN)	Gpot(KN)	G pp(KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
10	97.984	7.268	11.67	10.33	127.252	127.252
9	91.248	7.268	11.67	10.33	120.515	247.767
8	91.248	7.268	11.67	10.33	120.515	368.282
7	91.248	9.892	11.67	10.33	123.139	491.421
6	91.248	12.920	11.67	10.33	126.168	617.589
5	91.248	12.920	11.67	10.33	126.168	743.756
4	91.248	16.352	11.67	10.33	129.599	873.356
3	91.248	16.352	11.67	10.33	129.599	1002.955
2	91.248	20.188	11.67	10.33	133.435	1136.390
1	91.248	20.188	11.67	10.33	133.435	1269.826
RDC	91.248	24.427	11.67	10.33	137.674	1407.500
Sous sol	98.90	25.713	11.67	10.33	164.069	1571.569

II.7.5.2. Détermination des Surcharge d'exploitation

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, 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).

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

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

Tab II.11: Détermination des charges d'exploitation

Etage	Q plancher (KN)	St (m^2)	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)		Q cumulé (KN)
10eme étage	1	17.74	0	Q0	17.74	17.74
9eme étage	1.5	17.74	1	Q1	26.61	44.35
8eme étage	1.5	17.74	0.95	Q2	26.61	68.299
7eme étage	1.5	17.74	0.90	Q3	26.61	89.587
6eme étage	1.5	17.74	0.85	Q4	26.61	108.214
5eme étage	1.5	17.74	0.8	Q5	26.61	124.18
4eme étage	1.5	17.74	0.75	Q6	26.61	137.485
3eme étage	1.5	17.74	0.714	Q7	26.61	150.791
2eme étage	1.5	17.74	0.687	Q8	26.61	164.095
1er étage	1.5	17.74	0.667	Q9	26.61	177.480
RDC	1.5	17.74	0.65	Q10	26.61	190.705
Sous sol	5	17.74	0.636	Q11	88.7	243.520

II.7.5.3 Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5Q → Nu= N_{ultime} + 10% N_{ultime} =1.1N

Tab II.12: Détermination de l'effort normal ultime

étages	Gcum(kN)	Qcum(kN)	Nu	1,1* Nu	$\overline{Nu}$ (kN)	1.1Nu ≤$\overline{Nu}$
10	127.252	17.74	198.400	218.239	1134.438	**Vérifiée**
9	247.767	44.35	401.010	441.111	1134.438	**Vérifiée**
8	368.282	68.299	599.629	659.592	1618.089	**Vérifiée**
7	491.421	89.587	797.799	877.579	1618.089	**Vérifiée**
6	617.589	108.214	996.066	1095.672	2183.581	**Vérifiée**
5	743.756	124.18	1190.341	1309.375	2183.581	**Vérifiée**
4	873.356	137.485	1385.258	1523.784	2830.345	**Vérifiée**
3	1002.955	150.791	1579.110	1737.021	2830.345	**Vérifiée**
2	1136.390	164.095	1781.068	1959.175	3558.036	**Vérifiée**
1	1269.826	177.480	1981.429	2179.572	3558.036	**Vérifiée**
RDC	1407.500	190.705	2186.183	2404.801	4366.439	**Vérifiée**
SOUS SOL	1571.569	243.520	2429.229	2672.152	4351.373	**Vérifiée**

II.7.5.5. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 [ART.7.4.1]

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tab II.13: Vérification conditions **[RPA99v2003].**

Dimension	**Min (b_1,h_1) ≥30cm**	**Min (b_1,h_1) ≥$\frac{he}{20}$ = 14.15**	**1/4 <$\frac{b\,1}{h1}$< 4**	**Obs**
30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30- ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
55x55	Min (55,55) ≥30cm	Min (55,55) ≥14.15cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont :-l'acrotère -les poutrelles -la dalle pleine -l'escalier.

III.2. L'acrotère

Son calcul est en flexion composée.

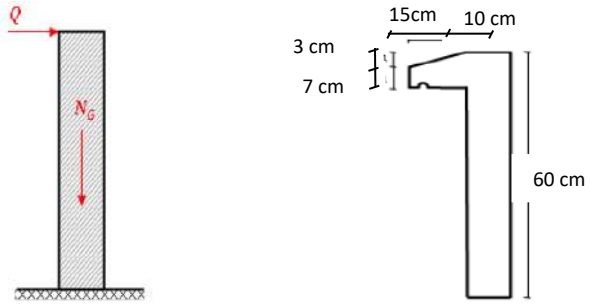


Fig III.1:L'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Tab III.1: Les efforts à l'ELU et l'ELS.

G = 1.875kN/ml	**ELU**	
	Effort normal **Moment** **Effort tranchant**	Nu= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 KN Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 KN
Q = 1 kN/ml	**ELS**	
	Effort normal **Moment**	Nser= G= 1.875 KN Mser =Qxh=1x0.6=0.6 KN

III.2.2. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion Composée et en situation durable. Avec :f_{c28} = 25MPa ;f_e= 400MPa

Tab III.2: La section d'armatures

Section calculé (cm^2)	A= 4.40 cm^2	**Choix de Section (cm^2)**	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm^2	**Espacement (cm)**	S_t= 15 cm
	A_{rep}= 2.02 cm^2		$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01 cm^2		$S_{t\ rep}$= 15cm

Tab III.3: Vérification des contraintes à L'ELS

Type de fissuration	Les contraintes	Les contraintes admissibles	Vérification
préjudiciable	σ_b=0.34MPa	$\overline{\sigma_b}$=15MPa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
	σ_s=2.16MPa	$\overline{\sigma_s}$=201.63MPa	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
	σ_s'=2.64MPa	$\overline{\sigma_s}$=201.63MPa	$\sigma_s' < \overline{\sigma_s}$

Tab III.4: Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.

La contrainte de cisaillement	La contrainte de cisaillement admissible	Vérification
τ = 0.02MPa	$\overline{\tau}$ =2.50MPa	$\tau < \overline{\tau}$

✓ Toutes les vérifications sont satisfaisantes.

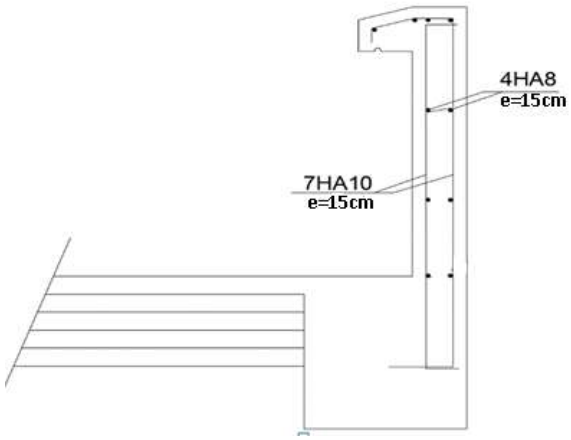


Fig III.2: Détails de ferraillage de l'acrotère..

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. Les poutrelles

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- **Etape 1 (Avant coulage)**
- **Etape 2 (Après coulage)**

III.3.1.1. Avant coulage

- **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation**

Charge permanente

Tab III.5: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
4.25	2.26	0,12×0,04×25 = 0,12	0,60×1 = 0,60
		0,72	

Surcharge d'exploitation

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs: Q= Max[1KN ;0.5L KN/m] **[1]B 6.8.4.1.2**

III.3.1.1.1. Calcul des moments

❖ **Pour tous les étages**

Tab III.6: Calcul des moments.

M_G (KN. m)	M_Q(KN. m)	M_U(KN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.839\,KN.m$	$\frac{QL}{4} = 2.554KN.m$	$1,35M_G+1,5M_Q$=6.313 KN.m

b = 0.12m ; d = 20 mm ; σ_b = 14.2 MPa ;γ_b= 1.5 MPa ; fc28 =25MPa

μ =9.262>μ_l = 0.392 (condition non vérifié) => A' $\neq 0$

✓ Donc il est nécessaire de calcule des étaiements.

III.3.1.1.2. Calcul des étaiements

Le calcul de les étaiements se fait par la vérification de μ telle que on trouve la valeur final de l'étaiement quand $\mu < \mu_l$.

Tab III.7: Détermination du nombre d'étaiements.

Lmax(m)	G(KN/ml)	Q(KN)	M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)	μ	μ_l	vérification
L/2=2.26	0.72	1.00	0.460	0.638	1.578	1.029	0.392	C.N.V
L/3=1.506	0.72	1.00	0.204	0.377	0.840	0.548	0.392	C.N.V
L/4=1.13	0.7	1.00	0.115	0.283	0.579	0.377	0.392	C.V

✓ Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 113cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.1.2. Après coulage

Tab III.8: Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)
Plancher terrasse	6.40	1	6.084	4.440
Plancher courant	5.96	1.5	6.176	4.476
Plancher commerce	6.46	5	9.733	6.876

❖ **Méthode de calcul**

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées

❖ **Type des poutrelles**

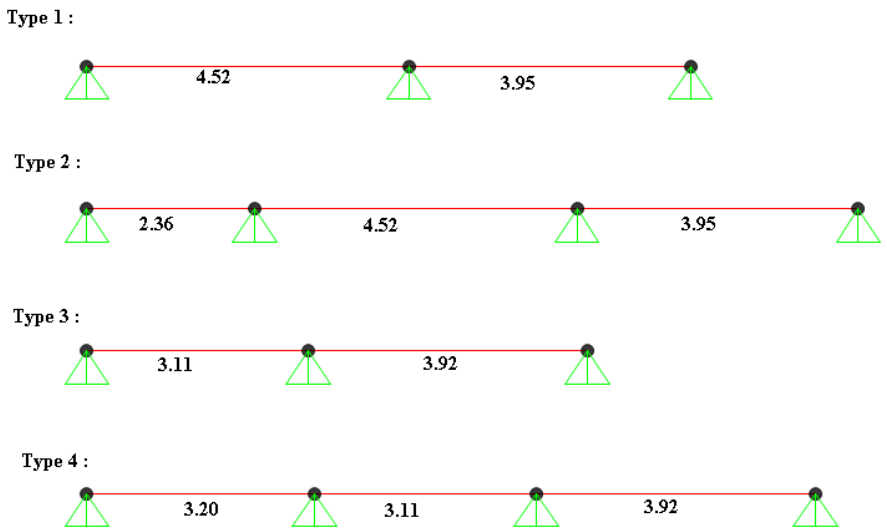


Fig III.3: les types des poutrelles

III.3.1.2.1. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les calculs sont faits pour les poutrelles :

- Du plancher de RDC (ou plancher courant) ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.
- Et de plancher de commerce.

Remarque : Apres les calculs des moments ; la plus grande sollicitation est le type 01

Tab III.9: différentes sollicitation dans la poutrelle de type 01 à l'ELU et à l'ELS.

		L(m)	M_{0max}(KN.m)	Mt_{max}(KN.m)	Ma_{max}(KN.m)	T_{max}(KN)
Etage courant	**L'ELU**	4.52	15.77	7.59	-13.21	-16.19
		3.95				
	L'ELS	4.52	11.43	5.5	-9.57	
		3.95				
commerce	**L'ELU**	4.52	24.86	11.96	-20.82	-25.5
		3.95				
	L'ELS	4.52	17.56	8.45	-14.71	
		3.95				

III.3.1.2.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

III.3.1.2.2.1. Armatures longitudinales :

- **Plancher courant : (16+4)**

Les données :

b = 0.60m ; b_0 = 0.12m ; h = 0.20m ; h_0 = 0.04m ; σ_s= 348 MPa ; σ_b = 14.2 MPa

d = 0.18m ; fe = 400 MPa ; E= 210000MPa ;γ_s= 1.15 ; γ_b = 1.5.

Tab III.10: calcul la section des armatures (plancher courant).

Section calculé (cm²)				Choix de Section (cm²)			
A_t	A_t'	A_a	A_a'	A_t	A_t'	A_a	A_a'
1.23	0	3.00	0	2HA10=1.57cm²	0	1HA10+2HA12=3.05cm²	0

✓ Donc on prend A=2HA10=1.57cm² pour travée et A=1HA10+2HA12=3.05cm² pour l'appui.

Tab III.11: calcul de l'armature transversale (plancher courant).

St (cm)	St'(cm)	$A_{transversale}$(cm²)
15	16.2	2HA4=0.25

✓ Donc on prend $A_{transversale}$=2HA4=0.25cm² avec un espacement de 15cm.

- **Plancher commerce : (20+4)**

Les données :

b = 0.60m ; b_0 = 0.12m ; h = 0.24m ; h_0 = 0.04m ; σ_s= 348 MPa ; σ_b = 14.2 MPa

d = 0.22m ; fe = 400 MPa ; E= 210000MPa ;γ_s= 1.15 ; γ_b = 1.5.

Tab III.12: calcul la section des armatures (plancher commerce).

Section calculé (cm²)				Choix de Section (cm²)			
A_t	A_t'	A_a	A_a'	A_t	A_t'	A_a	A_a'
1.6	0	3.8	0	3HA10=2.36cm²	0	1HA10+2HA14=3.86cm²	0

✓ Donc on prend A=3HA10=2.36cm² pour travée et A=1HA10+2HA14=3.86cm² pour l'appui.

Tab III.13: calcul de l'armature transversale (plancher commerce).

St (cm)	St'(cm)	$A_{transversale}$(cm²)
20	19.8	2HA4=0.25

III.3.1.2.2.2. Vérification de contrainte normale à L'ELS [1] Art A.4.5.3

- Type de fissuration : **peu nuisible**

Tab III.14: calcul et vérification de contrainte normale.

	M_{tser}(KN.m)	M_{aser}(KN.m)	σ_{bt}(MPa)	σ_{ba}(MPa)	<	σ_{badm}(MPa)
Plancher courant	5.5	-9.57	3.2	12.1	<	15
Plancher commerce	8.45	-14.71	3	11.2	<	15

✓ Alors la condition $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$ est vérifiée.

III.3.1.2.2.3. Vérification de contrainte de cisaillement [1] Art A5.1.2.1.1

Tab III.15: Vérification de contrainte de cisaillement.

	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Plancher courant	0.75	3.33	CV
Plancher commerce	0.97	3.33	CV

✓ Donc il y a aucun risque de cisaillement.

III.3.1.2.2.4. vérification de la flèche [1] Art B6.8.4.2.4

Tab III.16: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

	1ere condition	2eme condition	3eme condition
Plancher courant	$\frac{h}{L} = 0.0442 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$	$\frac{h}{L} = 0.0442 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0.028$	$\frac{A_t}{b_0.St} = 0.008 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$
Plancher commerce	$\frac{h}{L} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$	$\frac{h}{L} = 0.053 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0.028$	$\frac{A_t}{b_0.St} = 0.009 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$

✓ Donc il y a aucun risque de la flèche.

On doit vérifier que : $f \leq f_{adm}$

Tab III.17: Vérifications de la flèche des poutrelles

	M_{tser}(KN.m)	A(cm^2)	f(mm)	f_{adm}(mm)	vérification
Plancher courant	5.5	1.57	4.4	9	CV
Plancher commerce	8.45	2.36	8.4	9	CV

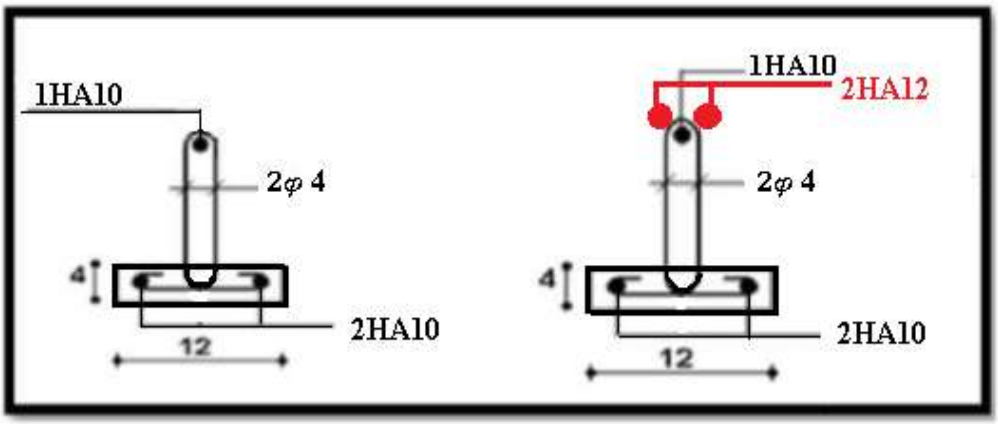


Fig III.4: ferraillage des poutrelles (plancher courant) en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche).

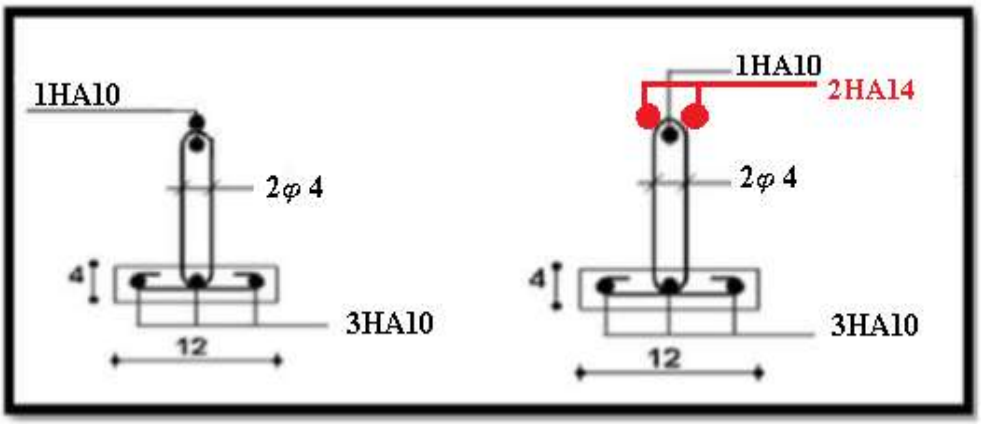


Fig III.5: ferraillage des poutrelles (plancher commerce) en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche).

III.4. Les escaliers

III.4.1. Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet, il y a un seul type d'escalier on doit calculer selon les règlements et les vérifications nécessaires

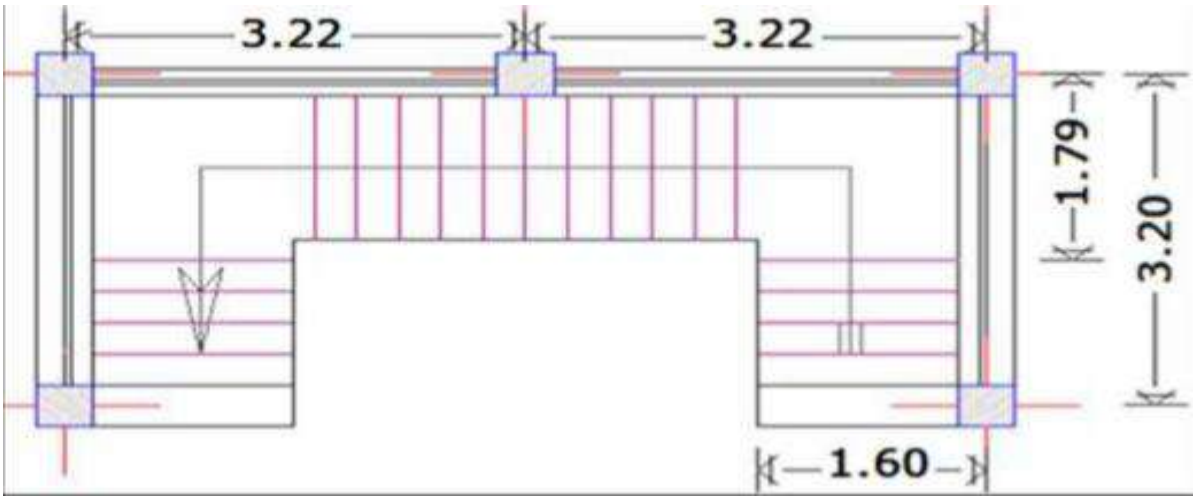


Fig III.6: Représentation d'un escalier.

III.4.1. Dimensionnement

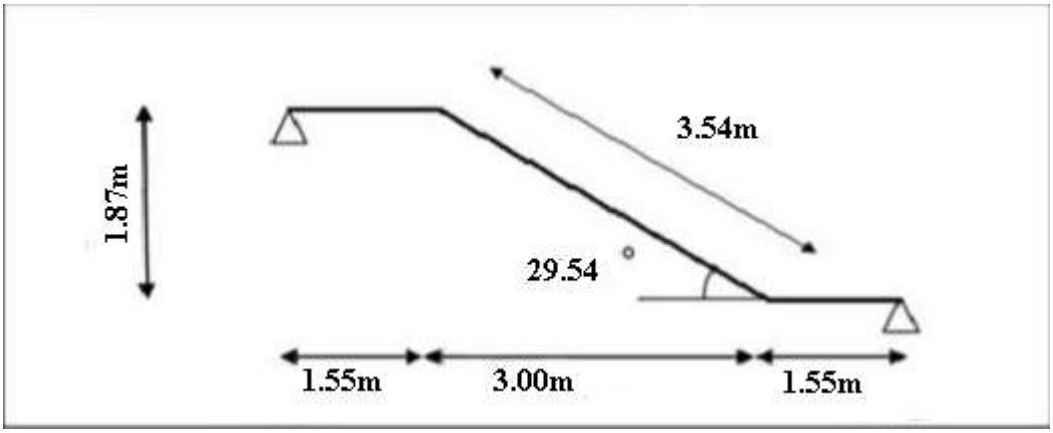


Fig III.7: dimensions de l'escalier.

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: 60 cm≤g +2h ≤65 cm**[3]**

III.4.2. pré-dimensionnement d'escalier

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ **[6] chapitre 18.1.3**

L=1.55+3.54+1.55=6.64m => 0.19m ≤ e≤ 0.22m => on adopte e=20cm

Tab III.18: Dimensions de l'escalier.

Lmax(cm)	$n_{contre\ marche}$	$n\text{-}1_{marche}$	h(cm)	g(cm)	e_p
664	11	10	17	30	20

III.4.4.1. Evaluation des charges et surcharges

III.4.4.1.1. Détermination des charges et d'efforts [5] Art 7.2.1

Tabl III.19: Combinaisons des efforts de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
pallier	6.7	2.5	11.11	7.95
palliasse	9.72	2.5	16.87	12.22

III.4.4.1.2. Calcul des sollicitations

Tab III.20: les résultats à ELU et ELS de l'escalier.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	74.86	44.04	52.34
ELS	54.02	31.77	/

Remarque

Apres le calcul de ferraillage et les vérifications on trouve :

f > f_{adm} donc on remarque qu'il y a un risque sur l'escalier, on doit redimensionner l'escalier ou bien ajouter une console pour minimiser le moment fléchissant en travée.

Donc le schéma statique de l'escalier devient :

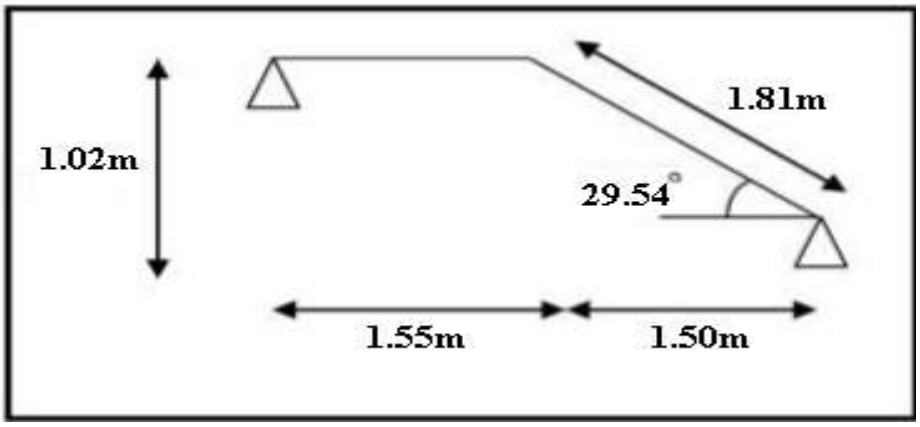


Fig III.8: Schéma statique de l'escalier à étudie

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: 60 cm≤g +2h ≤65 cm **[3]**

III.4.2. Pré-dimensionnement d'escalier

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ **[6] chapitre 18.1.3**

L=1.55+1.88=3.36m => 0.10m ≤ e≤ 0.11m

on adopte e=15cm

Tab III.22: Dimensions de l'escalier.

Lmax(cm)	$n_{contre\ marche}$	$n\text{-}1_{marche}$	h(cm)	g(cm)	e_p (cm)
336	6	5	1.02	30	15

III.4.4.1. Evaluation des charges et surcharges

III.4.4.1.1. Détermination des charges et d'efforts [5] Art 7.2.1

Tab III.23: Combinaisons des efforts de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
pallier	5.45	2.5	11.11	7.95
palliasse	8.14	2.5	14.47	10.44

III.4.4.1.2. Calcul des sollicitations

Tab III.24: les résultats à ELU et ELS de l'escalier.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	16.97	-9.98	22.95
ELS	12.21	-7.18	/

III.4.4.2. Ferraillage des escaliers

III.4.4.2.1. Armatures longitudinales

Les données : $F_{C28} = 25MPA$;$F_e = 400MPA$;$S_t = 15cm$

Tab III.25: Section d'armatures longitudinales d'escalier.

Section calculé (cm²)				Choix de Section (cm²)				Atmin(cm²)	A<Amin
A_t	A_t'	A_a	A_a'	A_t	A_t'	A_a	A_a'	1.5	oui
4.1	0	2.3	0	7HA12=7.92cm²	0	7HA12=7.92cm²	0		

Section minimal: Atmin=0.10%.bxh (cm²) – CBA93 Art.B.6.4

III.4.4.2.2. Armatures de repartition

Tab III.26: Section d'armatures de répartition d'escalier.

A_{rep} =A/4(cm²)					Choix de Section (cm²)			
A_{rept}	A_{rept}'	A_{repa}	A_{repa}'		A_{rept}	A_{rept}'	A_{repa}	A_{repa}'
1.98	0	1.98	0		5HA8=2.51cm²	0	5HA8=2.51cm²	0

Tab III.27: vérification de l'espacement de l'escalier.

St (cm)	15	S_{trep}(cm)	20
St'(cm)	33	St ' (cm)	33
St ≤ St'	cv	S_{trep}≤ St '	cv

- ✓ On adopte le même ferraillage A=7HA12=7.92cm².

III.4.4.3. Vérification nécessaire

III.4.4.3.1. Vérification des contraintes normale à L'ELS

Fissuration peu nuisible **: [1] Art A.4.1.5.3**

Tab III.28: la vérification nécessaire de $\sigma_b$de l'escalier.

	A(cm²)	Mser(KN.m)	σ_b(MPa)	σ_{badm}(MPa)	$\sigma_b<\sigma_{badm}$
Travée	7.92	12.21	5	15	Oui
Appuis	7.92	-7.18	1.6	15	oui

III.4.4.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement [1] ART A.5.1.2.1.1

Tab III.29: vérification de l'effort tranchant de l'escalier.

Section(cm²)	Tu(kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
100x15	22.95	0.183	1.16	oui

III.4.4.3.3. Vérification de la flèche [1] ART B.6.5.3

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$f_{adm} = \frac{1}{500}$si L ≤ 5m $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si L >5m

Tab III.30: vérification de la flèche de l'escalier.

M_t(KN.m)	A_t(cm²)	f(mm)	f_{badm}(mm)	$f<f_{adm}$
12.21	7.92	2.5	6.72	oui

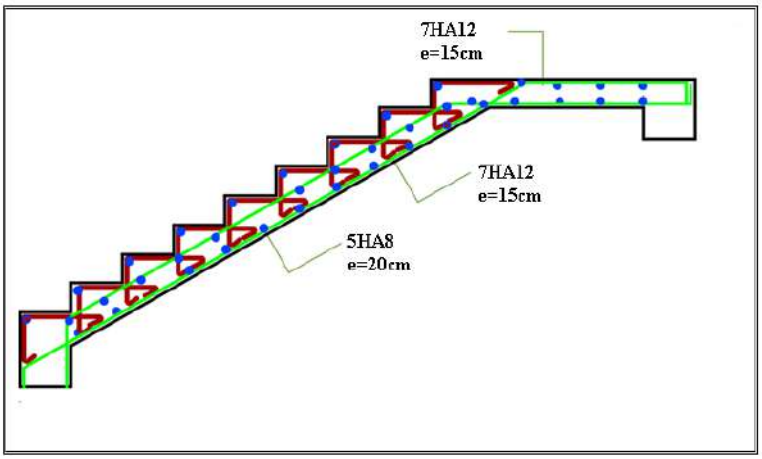


Fig III.9: Détails de ferraillage d'escalier.

III.5. Calcul de consol sous palliasse

III.5.1. Pré dimensionnement

Tab III.31: pré dimensionnement du consol.

L=1.40m		
L/15	**h(cm)**	L/10
9.33	**35**	14
0.27h(cm)	**b(cm)**	0.36h(cm)
9.45	**30**	12.6

III.5.2. Charge sollicitant du consol

- **Poids propre de la console :** 0.3×0.35×25 = 2.625 KN/ml

Tab III.32: les charges du consol.

Ru(KN)	Rs(KN)	G(KN.m)	Pu(KN)	Ps(KN)
22.95	16.55	2.625	26.49	19.17

III.5.3. Calcul les efforts

Q=T/L (KN/ml) ; M=-0.5PL (KN.m) ; T=-PL (KN)

Tab III.33: les efforts du consol.

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	P(KN)	M(KN.m)	T(KN)
ELU	2.625	16.39	18.92	-18.54	-26.48
ELS	2.625	11.82	13.69	-13.41	-19.16

III.5.4. Calcul le ferraillage

Tab III.34: le ferraillage du consol à L'ELU.

	Mu(KN.m)	A(cm²)	A_{tmin}(cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
En travée/en appuis	18.54	1.7	1.05	3HA12=3.39

III.5.5. Vérification à L'ELS

Tab III.35: vérification à L'ELS.

	Fissuration	Ms(KN.m)	σ_b(MPa)	σ_{badm}(MPa)	$\sigma_b<\sigma_{badm}$
En travée/en appuis	Peu nuisible	-13.41	2.9	15	Oui

III.5.6. Vérification les contraintes de cisaillement à L'ELU

Tab III.36: vérification des contraintes de cisaillement.

Tu(kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
26.48	0.27	2.5	Vérifiée

III.5.7. Vérification l'espacement et les armatures transversales

D'après **RPA2003 Art7.5.2.2:**

St ≤ Min (h/4 ; 12φ ; 30cm) =8.75cm

St ≤ h/2=17.5cm

Et d'après **CBA93 :**

St ≤ Min (0.9d,40cm)=29.25cm

Tab III.37: Espacement et armatures.

Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)	Diamètre (mm)	At (cm²)
10	15	8	3HA8

III.5.8. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tab III.38: Vérification de la flèche.

Section(cm²)	M_{tser}(KN.m)	A_t(cm²)	f(mm)	f_{badm}(mm)	$f<f_{adm}$
30x35	13.41	3.39	0.2	2.8	oui

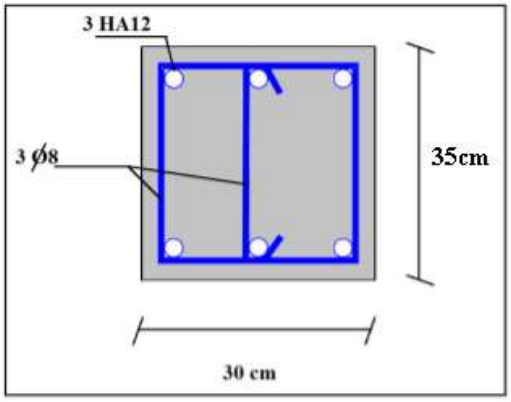


Fig III.10: Ferraillage du consol

III.6. Les dalles pleines

III.6.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans, reposant sur 2,3, ou 4 appuis.

III.6.2. les déférents types des dalles pleines

III.6.2.1. Etude de la première dalle

(1er type) : triangle droit encastré sur les trois cotés e=15cm ; Lx/Ly = 1 > 0.4 (travaille suivant 02 direction)

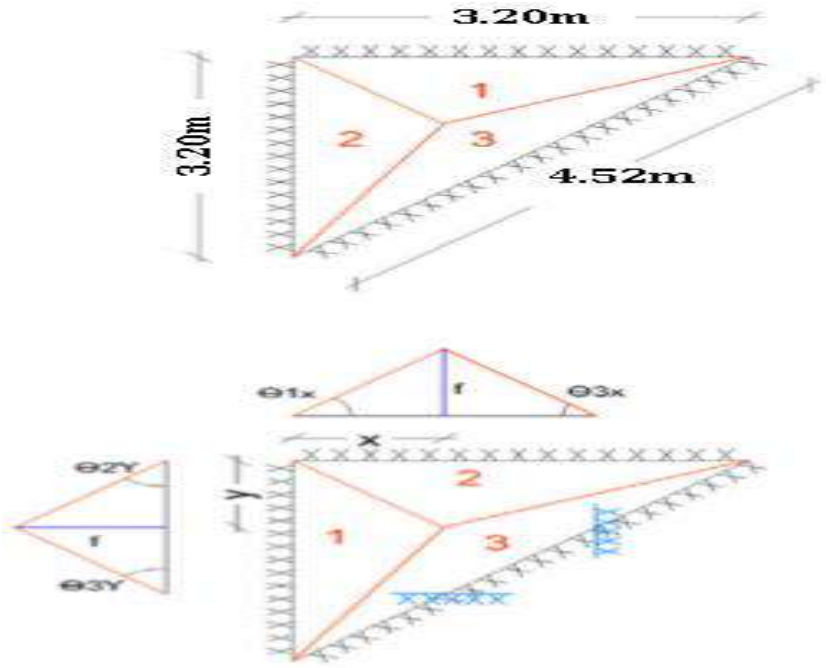


Fig III.11: 1er type des dalles pleines.

III.6.2.1.1. Détermination des charges

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Tab III.39: les sollicitations appliquées.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Ps (KN/m²)
commerce	6.91	5	15.83	11.91

III.6.2.1.2. Calcul du Travaille externe et interne

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

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

$T_{int}=T_{ext}$ avec : $T_{int}=M\times L\times\theta$

$T_{ext}=P\times f$

Tab III.40: calcul travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	$Pu\times S_1\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(1)$	$1.5M\times L_y\times\frac{f}{x}$
$T_{ext}(2)$	$Pu\times S_2\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(2)$	$2M\times L_x\times\frac{f}{y}$
$T_{ext}(3)$	$Pu\times S_3\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(3)$	$2M\times L_x\times\frac{f}{Ly-2y}+2M\times L_y\times\frac{f}{Lx-2x}$
$\Sigma T_{ext}(i)$	$Pu\times(S_1+S_2+S_3)\times\frac{f}{3}=Pu\times(\frac{3.20\times3.20}{2})\times\frac{f}{3}$	$\Sigma T_{int}(i)$	$M\times f(1.5\frac{Ly}{x}+2\frac{Lx}{y}+2\frac{Lx}{Ly-2y}+2\frac{Ly}{Lx-2x})$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

On obtient :

$$Pu=\frac{M\times(1.5\frac{Ly}{x}+2\frac{Lx}{y}+2\frac{Lx}{Ly-2y}+2\frac{Ly}{Lx-2x})}{1.71}\rightarrow\ Pu=f(x)dx\ \Longrightarrow\frac{dp}{dx}\rightarrow\ x=0.88$$

$$\rightarrow\ Pu=f(y)dy\ \Longrightarrow\frac{dp}{dy}\rightarrow\ y=0.93$$

Donc :

$$Pu=12.61\times Mu\quad\Longrightarrow Mu=\frac{P_u}{12.61}=1.33\ KN.m$$

$$Pser=12.61\times Mser\ \Longrightarrow Mser=\frac{P_{ser}}{12.61}=0.94\ KN.m$$

III.6.2.1.3. Calcul du ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait d'une bande de 1 m (b*h)= (100*15) cm^2

Données : σ_s= 348 MPa ; σ_b = 14.2 MPa ; d = 13.5cm ; fe = 400 MPa

On a un panneau de dalle intermédiaire :

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 0.997$ KN. m ..... Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mu = -0.665$ KN. m ..... Le moment aux appuis.

Tab III.41: ferraillage de 1er type des dalles pleines.

	Mx = My (KN.m)	$A_{calculée}$(cm²) Ax = Ay	$A_{choisie}$(cm²) Ax = Ay	S_t (cm²)	St' (cm²)	St ≤ St'
Travée	0.997	0.23	7HA8=3.52	15	33	Oui
Appuis	-0.665	0.153	7HA8=3.52	15	33	Oui

Tab III.42: Condition de non fragilité de 1ère dalle pleine

	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A ≤ A_{min}
Travée/Appuis	3.52	1.5	oui

III.6.2.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS

Tab III.43: Vérification de 1er type des dalles pleines.

	Mser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_{badm} (MPa)	$\sigma_b < \sigma_{badm}$
Travée	0.705	0.2	15	Oui
Appuis	-0.47	0.2	15	Oui

III.6.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$\tau = \frac{V}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ **(CBA93Art. A3.2.2)**

$Vx = Vy = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{16.83x3.20x3.20}{2x3.20 + 3.20} = 17.95$ KN

Tab III.44: vérification de l'effort tranchant.

Section (cm²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
100x15	17.95	0.14	1.17	Oui

III.6.2.1.6. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab III.45: vérification de la flèche.

Section (cm^2)	M_{tser} (KN.m)	A_t (cm^2)	f (mm)	f_{badm}(mm)	$f < f_{adm}$
100x15	0.705	3.52	0.1	6.4	oui

III.6.2.2. Etude de la deuxième dalle

(2^{eme} type) : balcon rectangulaire encastré sur 02 cotés

e=15cm ; Lx/Ly = 0.57 > 0.4 (travaille suivant 02 direction)

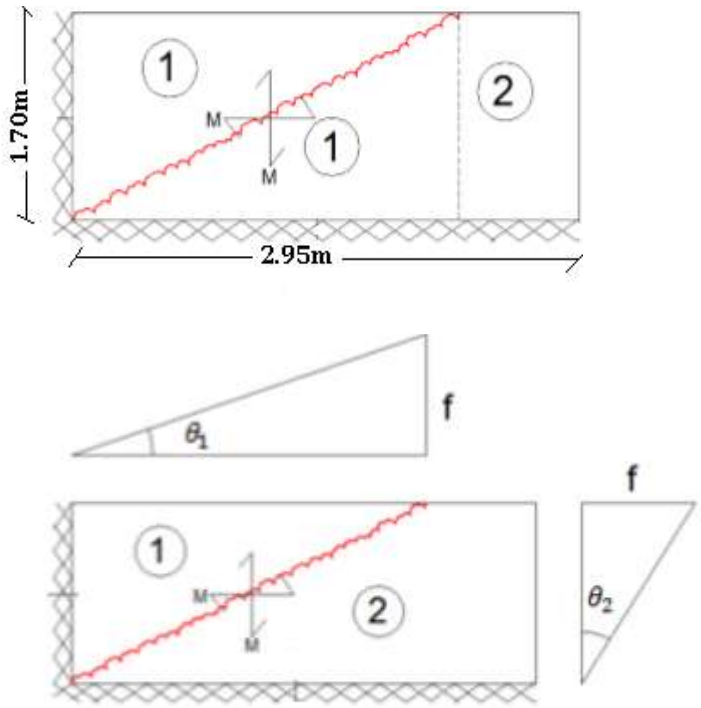


Fig III.12: 2^{eme} type des dalles pleines.

III.6.2.2.1. Détermination des charges

Tab III.46: les sollicitations appliquées.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	Ps (KN/m^2)
commerce	6.91	3.5	14.87	10.41

III.6.2.2.2. Calcul du Travaille externe et interne

Tab III.47: calcul travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	$Pu\times\frac{1.7\times Ly-y}{2}\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(1)$	$0.85M\times f\times y$
$T_{ext}(2)$	$Pu\times 1.7y\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(2)$	$2.55M\times\frac{f}{y}$
$\Sigma T_{ext}(i)$	$P\times f\times(1.67+0.29y)$	$\Sigma T_{int}(i)$	$M\times f\times(0.88y+\frac{2.55}{y})$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

On obtient :

$$Pu = \frac{M\times(0.88y+\frac{2.55}{y})}{1.67+0.29y} \rightarrow Pu = f(y)dy \Longrightarrow \frac{dp}{dy} \rightarrow y = 2.26$$

Donc :

$$Pu = 1.34\times Mu \Longrightarrow Mu = \frac{P_u}{1.34} = 11.09\ KN.m$$

$$Pser = 1.34\times Mser \Longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{1.34} = 7.76\ KN.m$$

III.6.2.2.3. Calcul du ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait d'une bande de 1 m (b*h)= (100*15) cm^2

On a un panneau de rive :

$Mtx = Mty = 0.85\times Mu = 9.42\ KN.m$ ..... Le moment en travée.

$Max = May = -0.5\times Mu = -5.54\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis.

Tab III.48: ferraillage de 2eme type des dalles pleines.

	Mx = My (KN.m)	$A_{calculée}$(cm²) Ax = Ay	$A_{choisie}$(cm²) Ax = Ay	S_t (cm²)	St' (cm²)	St ≤ St'	A_{min} (cm²)	A ≤ A_{min}
Travée	9.42	2.2	7HA8=3.52	15	33	Oui	1.5	Oui
Appuis	-5.54	1.7	7HA8=3.52	15	33	Oui	1.5	Oui

III.6.2.1.4. Vérification des contraintes à L'ELS

Tab III.49: Vérification de 2eme type des dalles pleines.

	Mser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_{badm} (MPa)	$\sigma_b < \sigma_{badm}$
Travée	6.59	1.6	15	Oui
Appuis	-3.88	0.9	15	Oui

III.6.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant

Tab III.50: vérification de l'effort tranchant.

Section (cm^2)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
100x15	9.81	0.078	1.17	Oui

III.6.2.1.6. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab III.51: vérification de la flèche.

Section (cm^2)	M_{tser} (KN.m)	A_t (cm^2)	f (mm)	f_{badm}(mm)	$f < f_{adm}$
100x15	6.59	3.52	0.2	3.4	oui

III.7. La dalle machine

III.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Détermination de l'épaisseur

- Dalle encastrée sur quatre cotés :

$\frac{Lmax}{45} \leq e \leq \frac{Lmax}{40}$ => 7.22cm ≤ e ≤ 8.12cm

- Condition de l'E.N.A :

L'entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est:

e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

- Lx/Ly = 0.43 > 0.4 (travaille suivant 02 direction)

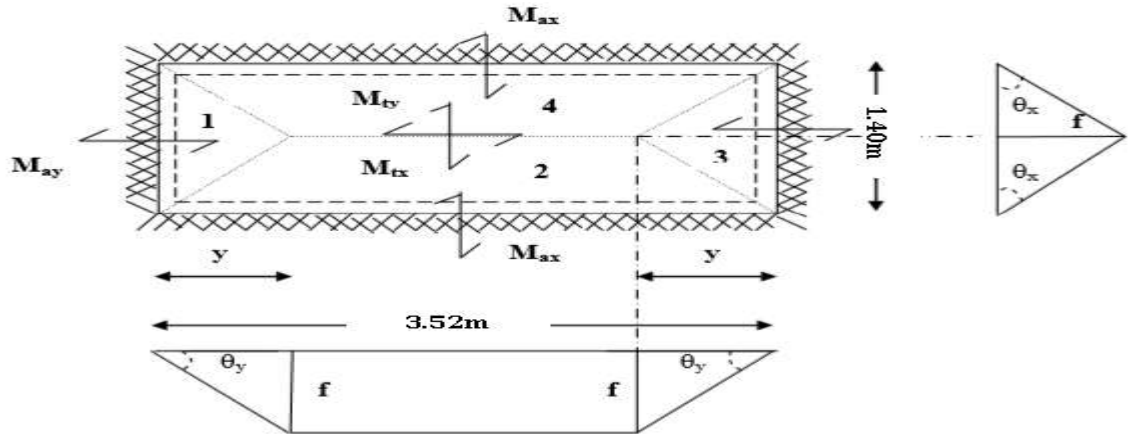


Figure III.13 : ligne de la rupture d'une dalle machine.

III.7.3. la charge permanente et la charge d'exploitation

Tab III.52: poids de la machine

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
84	32	2	6	8	12.5	7.5	11	10

$q = \frac{\Sigma p}{S} = \frac{173}{3.25x1.40} = 38.02$ KN/m²

Tab III.53: les charges de la dalle machine

G(KN/m²)	Q(KN/m²)	Pu (KN/m²)	Ps (KN/m²)
44.47	5	67.53	49.4

III.7.4. Calcul du Travaille externe et interne

Tab III.54: calcul travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	0.23P×f×y	$T_{int}(1)$	$2.1M\times\frac{f}{y}$
$T_{ext}(2)$	P×f×(1.137-0.47y)	$T_{int}(2)$	6.96M×f
$\Sigma T_{ext}(i)$	P×f×(2.275-0.48y)	$\Sigma T_{int}(i)$	$M\times f\times(\frac{4.2}{y}+13.92)$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

On obtient :

$$P = \frac{M \times (\frac{4.2}{y} + 13.92)}{2.275 - 0.48y} \rightarrow P = f(y)dy \Rightarrow \frac{dp}{dy} \rightarrow y = 0.93$$

Donc :

$$Pu = 10.082 \times Mu \quad \Longrightarrow Mu = \frac{P_u}{10.082} = 6.69\ KN.m$$

$$Pser = 10.082 \times Mser \Longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{10.082} = 4.90\ KN.m$$

III.7.5. Calcul du ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait d'une bande de 1 m (b*h)= (100*25) cm^2

On a un panneau de dalle intermédiaire :

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 5.017\ KN.m$ ……. Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mu = -3.345\ KN.m$ ……. Le moment aux appuis.

Tab III.55: ferraillage de la dalle machine.

	Mx = My (KN.m)	$A_{calculée}$(cm²) Ax = Ay	$A_{choisie}$(cm²) Ax = Ay	S_t (cm²)	St' (cm²)	St ≤ St'	A_{min} (cm²)	A ≤ A_{min}
Travée	5.017	2.7	7HA8=3.52	15	33	Oui	2.5	Oui
Appuis	-3.345	2.7	7HA8=3.52	15	33	Oui	2.5	Oui

III.7.6. Vérification des contraintes à L'ELS

Tab III.56: Vérification de la dalle machine.

	Mser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_{badm} (MPa)	$\sigma_b < \sigma_{badm}$
Travée	3.67	0.3	15	Oui
Appuis	-2.45	0.2	15	Oui

III.7.7. Vérification de l'effort tranchant

Tab III.57: vérification de l'effort tranchant.

Section (cm²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
100x25	38.89	0.165	1.17	Oui

III.7.8. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab III.58: vérification de la flèche.

Section (cm²)	M_{tser} (KN.m)	A_t (cm²)	f (mm)	f_{badm}(mm)	$f < f_{adm}$
100x25	3.67	3.52	0.1	2.8	oui

III.7.9. Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

Qu ≤ $Flimite$ = 0.045 Uc.h. $\frac{fc28}{\gamma b}$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement : Qu(P1) = 84KN

Uc= 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2) ; v = b + 2(e + h/2) => Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0 => Uc = 4h = 100cm

γb= 1.5 , $fc28$= 25 MPa , h = 25cm

Qu= 84 KN < 0.045 x Uc x h x ($fc28/\gamma b$) =187.5 KN..... **(C.V)**

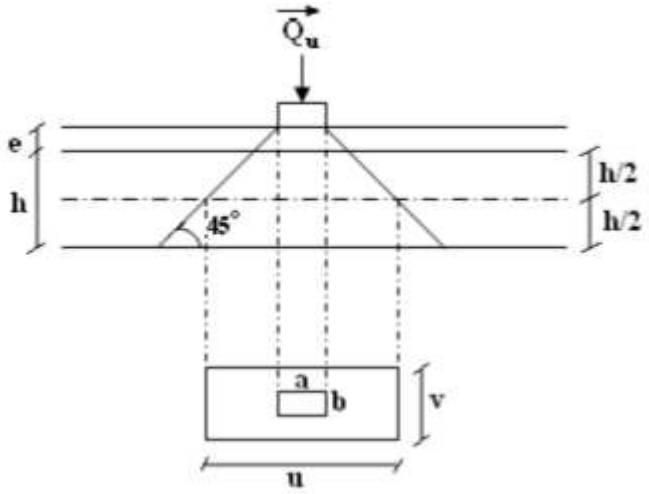


Fig III.14: Schéma de la vérification de non poinçonnement

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période……..) sous l'effet du séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.V.20, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2.Caractéristique géométrique de la structure

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :$X_R = \frac{\sum I_{YI} . X_i}{\sum I_{YI}}$ et $Y_R = \frac{\sum I_{XI} . Y_i}{\sum I_{XI}}$

Avec :

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

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

XR, YR : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3 calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]

IV.2.3.1 Excentricité statique

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

$e_X = |X_R - X_G|$ et $e_y = |Y_R - Y_G|$

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].

IV.2.4 Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 30.53m
- Largeur du bâtiment = 19.14m

IV.2.5 Excentricité admissible

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = **4.58m**
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = **2.87m**
  - **Le bâtiment considérer Auto stable :**

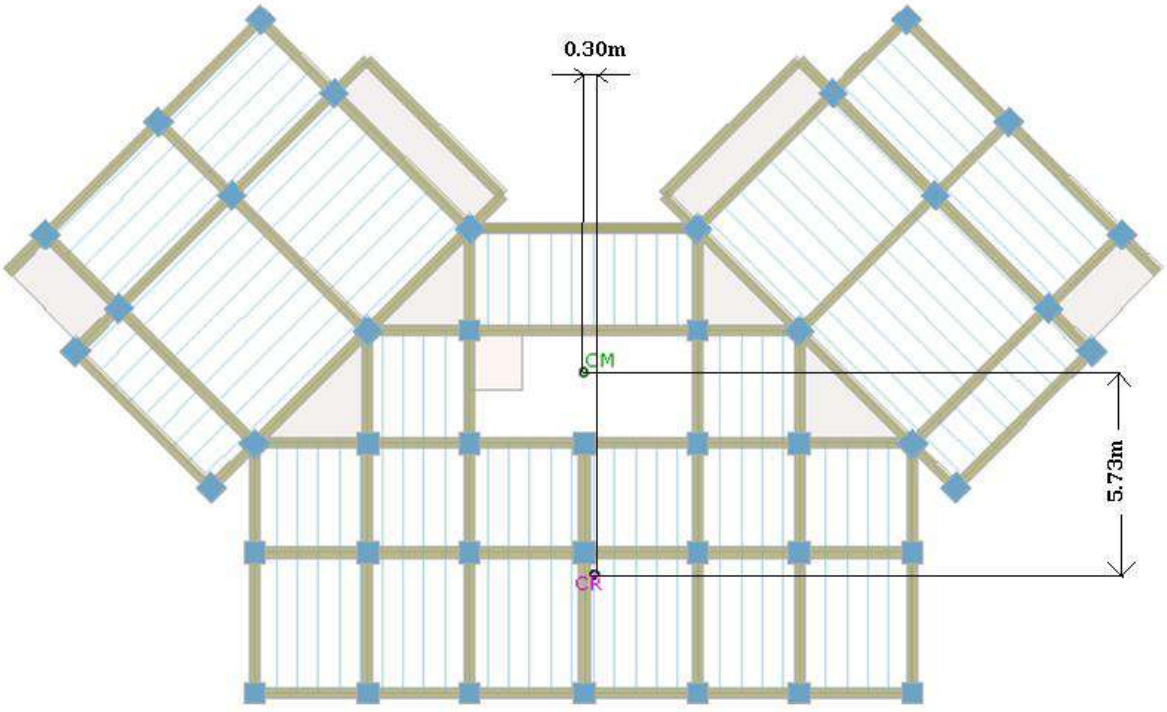


Figure IV.1 : La disposition du centre de masse et centre de torsion.

Tab IV.1: Centre de masse et centre de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	Niveau	Poids	XG	YG	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR
L_ DIAPH_	3.40	5591.331	9.326	9.120	1.157E+004	8.446E+003	9.631	3.382
K_ DIAPH_	6.63	5023.963	9.326	9.055	1.157E+004	8.446E+003	9.616	3.506
J_ DIAPH_	9.86	4950.630	9.327	9.067	1.157E+004	8.446E+003	9.610	3.561
I_ DIAPH_	13.09	4878.713	9.326	9.080	1.157E+004	8.446E+003	9.608	3.589
H_ DIAPH_	16.32	4878.713	9.326	9.080	1.157E+004	8.446E+003	9.606	3.602
G_ DIAPH_	19.55	4811.757	9.327	9.091	1.157E+004	8.446E+003	9.606	3.606
F_ DIAPH_	22.78	4746.095	9.326	9.103	1.157E+004	8.446E+003	9.606	3.606
E_ DIAPH_	26.01	4746.095	9.326	9.103	1.157E+004	8.446E+003	9.607	3.601
D_ DIAPH_	29.24	4685.515	9.327	9.115	1.157E+004	8.446E+003	9.607	3.594
C_ DIAPH_	32.47	4626.106	9.325	9.126	1.157E+004	8.446E+003	9.608	3.585
B_ DIAPH_	35.70	4633.815	9.325	9.120	1.157E+004	8.446E+003	9.611	3.568
A_ DIAPH_	38.93	4040.119	9.325	9.080	1.157E+004	8.446E+003	9.613	3.535

Les valeurs de l'excentricité théorique sont représentés dans le tableau suivant :

Tab IV.2: Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
L_ DIAPH_ 3.40	3.40	0.305	5.738	Non
K_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.290	5.549	Non
J_ DIAPH_ 9.86	9.86	0.283	5.506	Non
I_ DIAPH_ 13.09	13.09	0.282	5.491	Non
H_ DIAPH_ 16.32	16.32	0.280	5.478	Non
G_ DIAPH_ 19.55	19.55	0.279	5.485	Non
F_ DIAPH_ 22.78	22.78	0.280	5.497	Non
E_ DIAPH_ 26.01	26.01	0.281	5.502	Non
D_ DIAPH_ 29.24	29.24	0.280	5.521	Non
C_ DIAPH_ 32.47	3.40	0.305	5.738	Non
B_ DIAPH_ 35.70	6.63	0.290	5.549	Non
A_ DIAPH_ 38.93	9.86	0.283	5.506	Non

Remarque : l'excentricité suivant Y dépasse l'excentricité admissible 5.73m > 2.87m.

- **Le bâtiment contreventé par des voiles :**

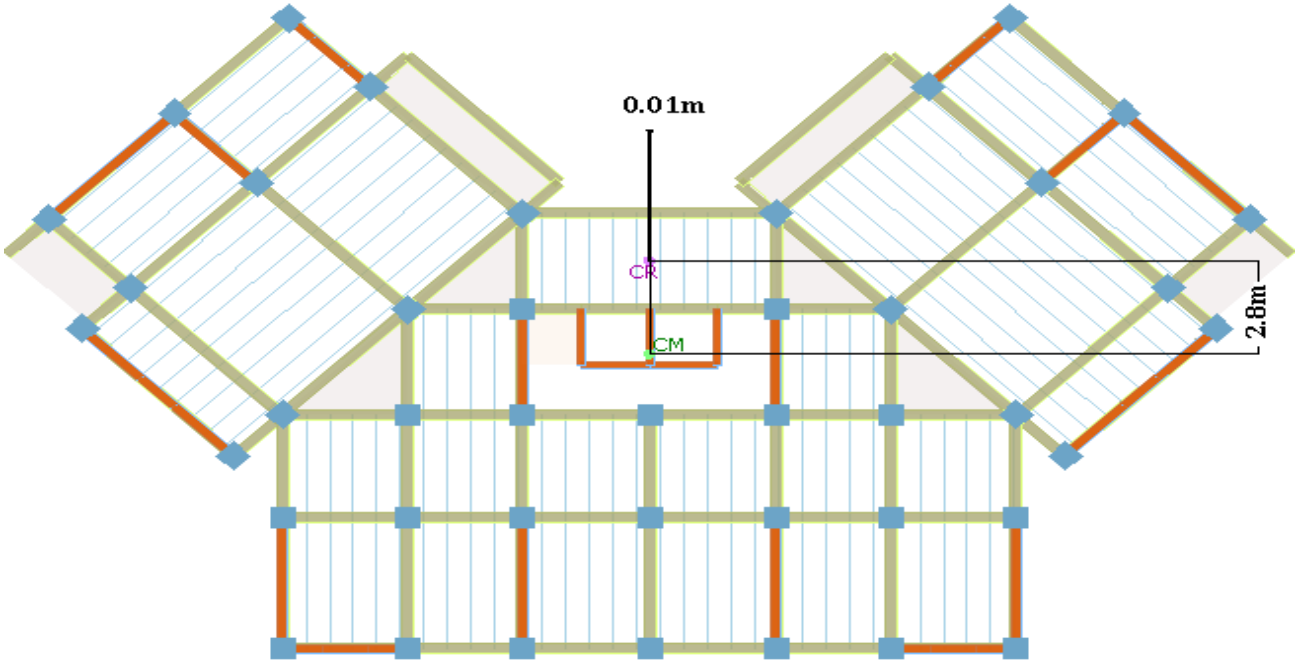


Fig IV.2 : vue en plan

Tab IV.3: Centre de masse et centre de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	**Niveau**	**Poids**	**XG**	**YG**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR**	**YR**
L_ DIAPH_	3.40	7255.781	9.326	9.063	4.653E+004	3.518E+004	9.319	11.016
K_ DIAPH_	6.63	5965.558	9.326	8.948	4.653E+004	3.518E+004	9.308	11.747
J_ DIAPH_	9.86	5892.226	9.327	8.957	4.653E+004	3.518E+004	9.308	11.713
I_ DIAPH_	13.09	5820.309	9.326	8.966	4.653E+004	3.518E+004	9.309	11.662
H_ DIAPH_	16.32	5820.309	9.326	8.966	4.653E+004	3.518E+004	9.309	11.613
G_ DIAPH_	19.55	5753.353	9.327	8.975	4.653E+004	3.518E+004	9.310	11.566
F_ DIAPH_	22.78	5687.691	9.326	8.984	4.653E+004	3.518E+004	9.311	11.522
E_ DIAPH_	26.01	5687.691	9.326	8.984	4.653E+004	3.518E+004	9.311	11.481
D_ DIAPH_	29.24	5627.111	9.327	8.992	4.653E+004	3.518E+004	9.312	11.442
C_ DIAPH_	32.47	5567.702	9.326	9.000	4.653E+004	3.518E+004	9.312	11.405
B_ DIAPH_	35.70	5607.086	9.336	8.993	4.653E+004	3.518E+004	9.313	11.370
A_ DIAPH_	38.93	4561.703	9.325	9.006	4.653E+004	3.518E+004	9.313	11.340

Les valeurs de l'excentricité théorique sont représentés dans le tableau suivant :

Tab IV.4: Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
L_ DIAPH_ 3.40	3.40	0.007	1.953	Ok
K_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.018	2.799	Ok
J_ DIAPH_ 9.86	9.86	0.019	2.756	Ok
I_ DIAPH_ 13.09	13.09	0.017	2.696	Ok
H_ DIAPH_ 16.32	16.32	0.017	2.647	Ok
G_ DIAPH_ 19.55	19.55	0.017	2.591	Ok
F_ DIAPH_ 22.78	22.78	0.015	2.538	Ok
E_ DIAPH_ 26.01	26.01	0.015	2.497	Ok
D_ DIAPH_ 29.24	29.24	0.015	2.450	Ok
C_ DIAPH_ 32.47	32.47	0.014	2.405	Ok
B_ DIAPH_ 35.70	35.70	0.023	2.377	Ok
A_ DIAPH_ 38.93	38.93	0.012	2.334	Ok

Remarque : l'excentricité suivant X et Y inférieure à l'excentricité admissible.

Suivant X : 0.007m < 2.87m ; Suivant Y : 1.95m < 4.58m.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

IV.3.1 Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1 Principe

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

IV.3.2.2 Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur sap2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul

Afin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article 4.3.3 du RPA où

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

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

Avec :

* Sa : Le spectre de réponse.

* g : accélération de la pesanteur=10m/s2

* T1 ; T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

a) Coefficient d'accélération A [RPA99 v2003 Tab 4.1]

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

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒ A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η

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

c) Coefficient de comportement R

Selon le « RPA version2003 » [Art 3.5]

- **Suivant X :**

Tab IV.5: vérification du coefficient de comportement R suivant X.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	4423.001	2491.339	1931.662	1011.006	0.000	1011.006
B_ DIAPH_	9432.093	5472.943	3959.150	1286.917	0.000	1286.917
C_ DIAPH_	14358.084	8528.148	5829.936	1873.457	0.000	1873.457
D_ DIAPH_	19784.111	12383.578	7400.533	2403.621	0.000	2403.621
E_ DIAPH_	24987.547	15763.573	9223.974	2875.073	0.000	2875.073
F_ DIAPH_	30211.992	19275.113	10936.879	3310.193	0.000	3310.193
G_ DIAPH_	36151.485	24065.907	12085.578	3761.719	0.000	3761.719
H_ DIAPH_	41661.213	27901.283	13759.930	4203.390	0.000	4203.390
I_ DIAPH_	47195.600	31914.233	15281.367	4642.802	0.000	4642.802
J_ DIAPH_	53659.008	37618.235	16040.773	5080.999	0.000	5080.999
K_ DIAPH_	59612.348	42054.025	17558.323	5307.278	0.000	5307.278
L_ DIAPH_	65988.313	32001.856	33986.457	5855.440	0.000	5855.440

Valeurs en pourcentage :

Tab IV.6: vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz/Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100	56.327	43.673	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	58.025	41.975	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	59.396	40.604	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	62.594	37.406	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	63.086	36.914	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	63.800	36.200	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	66.570	33.430	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_	100	66.972	33.028	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_	100	67.621	32.379	100	0.000	100.000
J_ DIAPH_	100	70.106	29.894	100	0.000	100.000
K_ DIAPH_	100	70.546	29.454	100	0.000	100.000
L_ DIAPH_	100	48.496	51.504	100	0.000	100.000

- **Suivant Y :**

Tab IV.7: vérification du coefficient de comportement R suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	5742.031	2491.339	3250.692	1265.556	0.000	1265.556
B_ DIAPH_	11735.094	5472.943	6262.151	2306.964	0.000	2306.964
C_ DIAPH_	17845.031	8528.148	9316.883	2998.134	0.000	2998.134
D_ DIAPH_	24123.681	12383.57	11740.103	3569.249	0.000	3569.249
E_ DIAPH_	30385.709	15763.57	14622.136	4030.218	0.000	4030.218
F_ DIAPH_	36670.614	19275.11	17395.501	4421.520	0.000	4421.520
G_ DIAPH_	43185.798	24065.90	19119.891	4776.401	0.000	4776.401
H_ DIAPH_	49644.942	27901.28	21743.659	5060.169	0.000	5060.169
I_ DIAPH_	56136.994	31914.23	24222.761	5310.189	0.000	5310.189
J_ DIAPH_ 9.86	62912.816	37618.23	25294.581	5482.699	0.000	5482.699
K_ DIAPH_	69502.121	42054.02	27448.096	5592.715	0.000	5592.715
L_ DIAPH_	71837.109	32001.85	39835.253	5499.824	0.000	5499.824

Valeurs en pourcentage :

Tab IV.8: vérification du coefficient de comportement R suivant Yen pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	100	43.388	56.612	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	46.637	53.363	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	47.790	52.210	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	51.334	48.666	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	51.878	48.122	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	52.563	47.437	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	55.726	44.274	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_	100	56.202	43.798	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_	100	56.851	43.149	100	0.000	100.000
J_ DIAPH_	100	59.794	40.206	100	0.000	100.000
K_ DIAPH_	100	60.508	39.492	100	0.000	100.000
L_ DIAPH_	100	44.548	55.452	100	0.000	100.000

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l’effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement **R=3.5**.

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tab IV.9: Facteur de qualité.

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

Période caractéristique :

T1= 0.15s et T2 = 0.4s pour un site S2

IV.6 Résultats de l'analyse dynamique

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

- Vérification du comportement modal de la structure.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des contraintes de cisaillement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.6.1 Vérification de comportement modal de la structure

IV.6.1.1 Disposition des voiles

IV.6.1.1.1 Voile périphérique (partie Sous-sol)

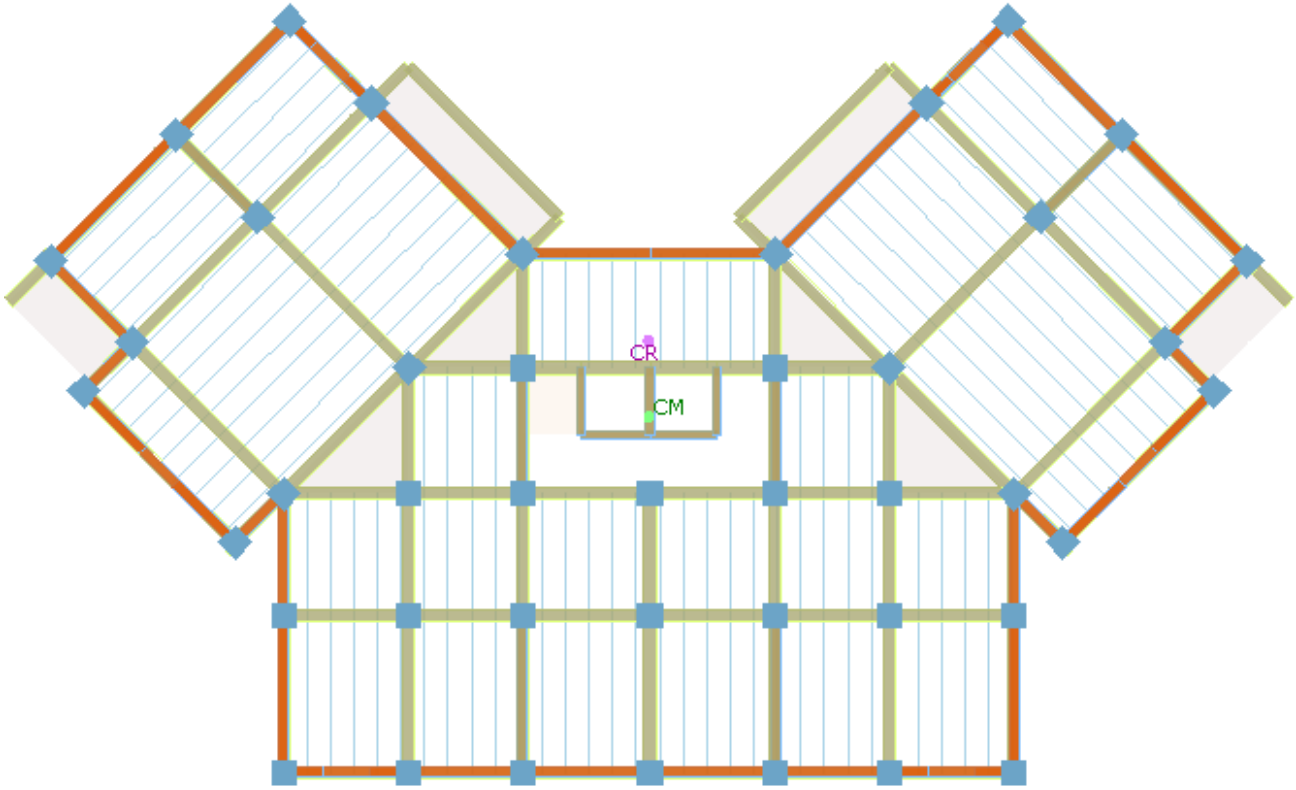


Fig IV.3 : La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)

-Les voiles diagonales travaillent selon deux directions X et Y

IV.6.1.1.2 Proposition de la disposition des voiles des contreventements

a) 1ère disposition (voile de contreventement)

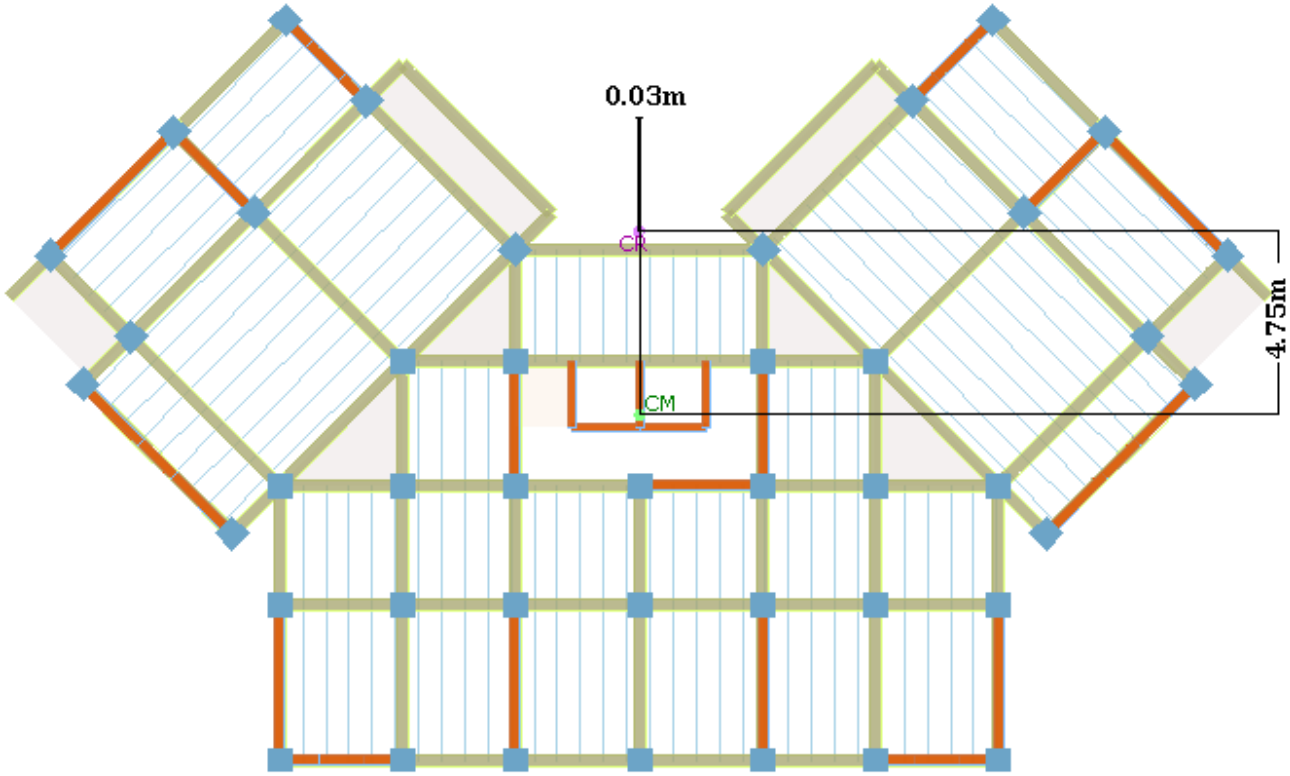


Fig IV.4 :1ère disposition des voiles.

Tab IV.10: le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.716 s	Mode 2 / T2 = 0.704 s	Mode 3 / T3 = 0.557 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	0.49	54.65	8.99
Suivant Y	62.37	0.60	0.00
Autour de Z	0.10	8.43	54.06
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

Remarque : l'excentricité suivant Y dépasse l'excentricité admissible 4.75m > 2.87m

b) 2eme disposition (voile de contreventement)

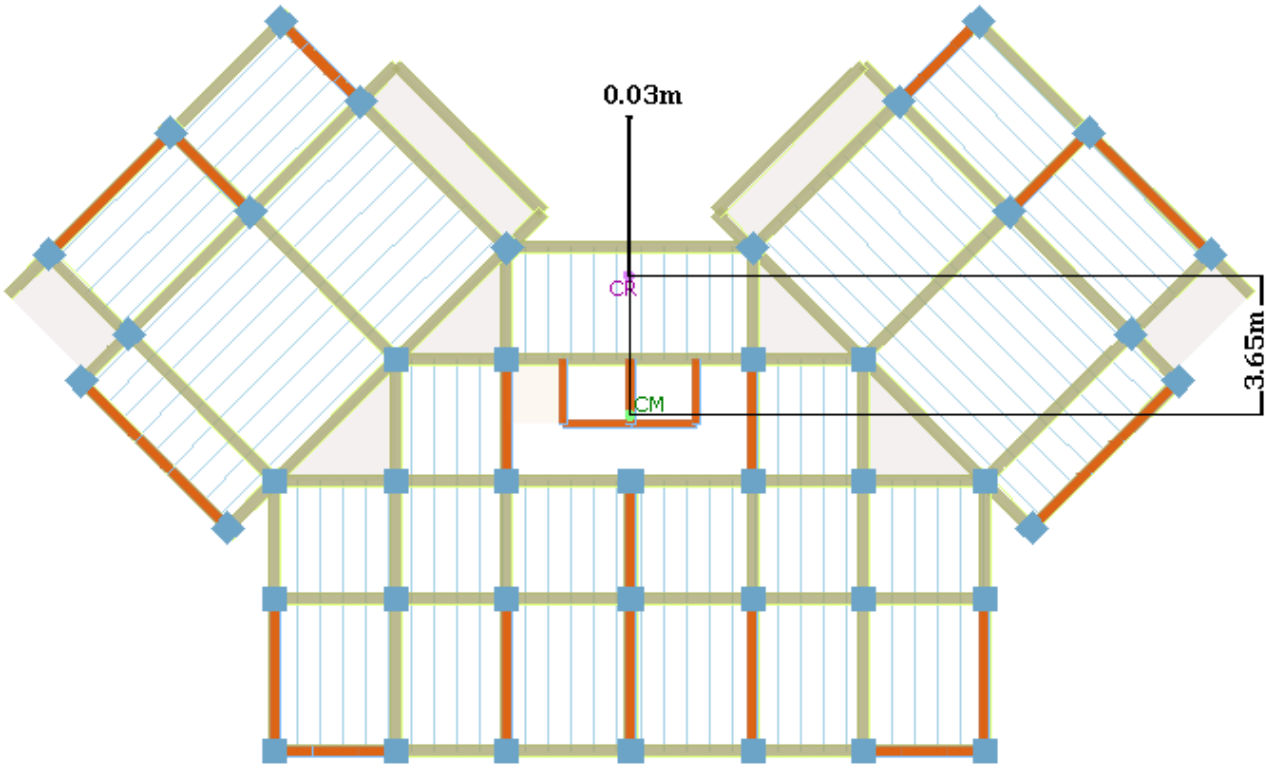


Figure IV.5 :2eme disposition des voiles.

Tab IV.11: le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.720 s	Mode 2 / T2 = 0.613 s	Mode 3 / T3 = 0.569 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	58.55	0.00	5.72
Suivant Y	0.00	63.16	0.00
Autour de Z	5.38	0.00	57.18
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

Remarque : l'excentricité suivant Y dépasse l'excentricité admissible 3.65m > 2.87m

c) 3eme disposition (voile de contreventement)

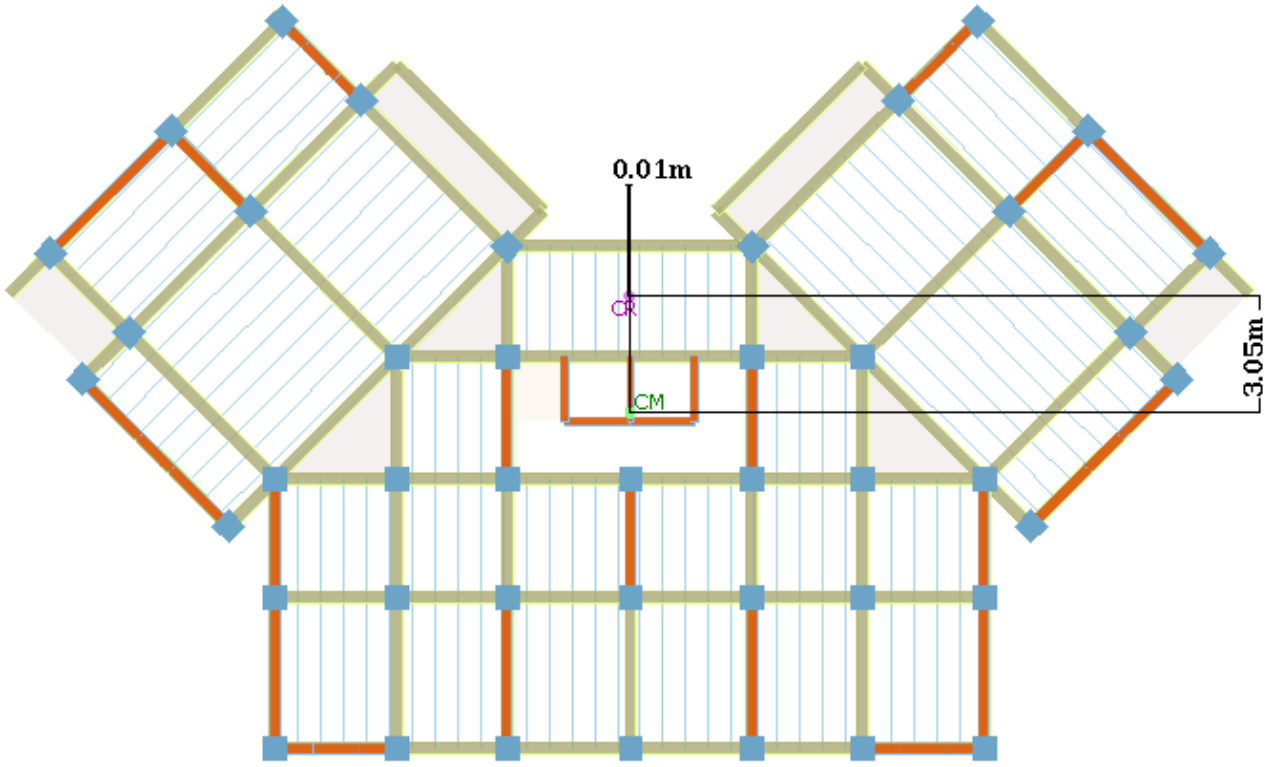


Fig IV.6 : 3eme disposition des voiles.

Tab IV.12: le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.721 s	Mode 2 / T2 = 0.568 sv	Mode 3 / T3 = 0.469 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	59.77	0.00	4.74
Suivant Y	0.00	64.10	0.00
Autour de Z	4.28	0.00	59.27
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

Remarque : l'excentricité suivant Y dépasse l'excentricité admissible 3.05m > 2.87m

d) 4eme disposition (voile de contreventement)

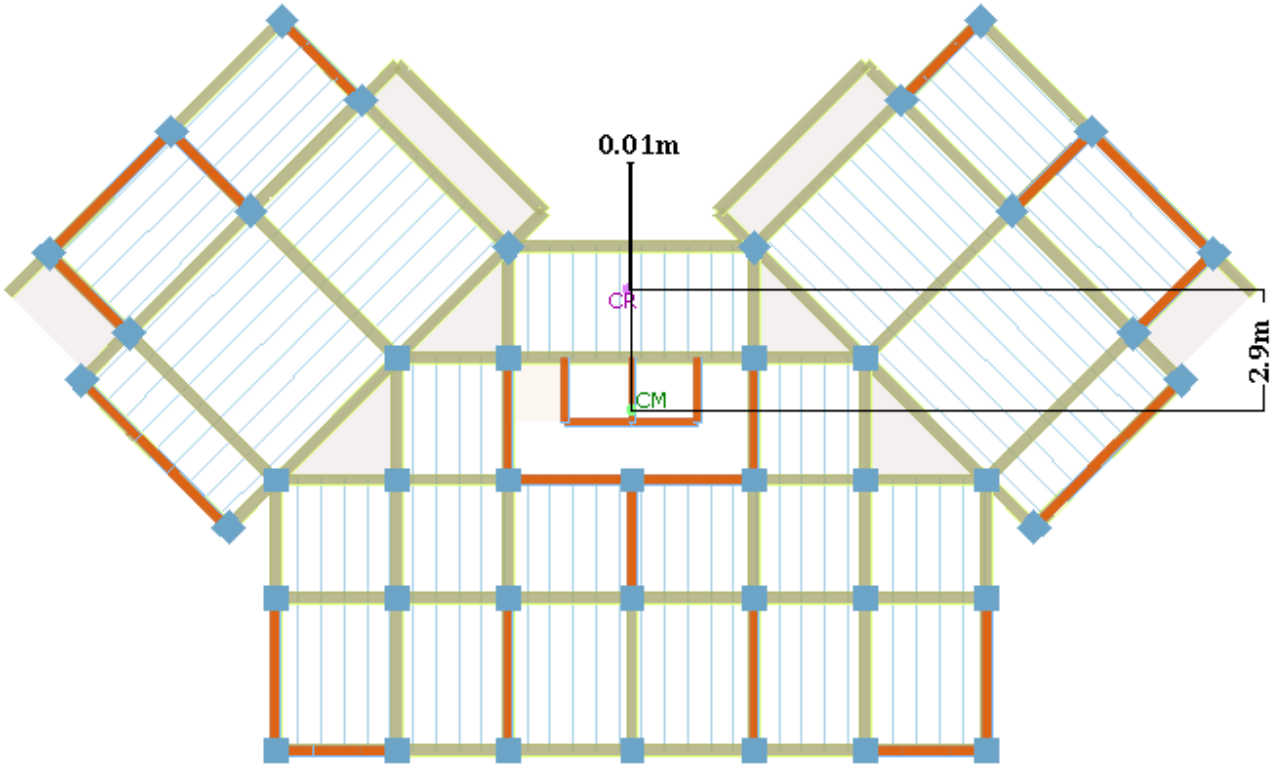


Fig IV.7 : 4eme disposition des voiles.

Tab IV.13: le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.696 s	Mode 2 / T2 = 0.628 s	Mode 3 / T3 = 0.463 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	63.77	0.00	0.73
Suivant Y	0.00	63.72	0.00
Autour de Z	0.71	0.00	63.17
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

Remarque : l'excentricité suivant Y dépasse l'excentricité admissible 2.9m > 2.87m

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus :

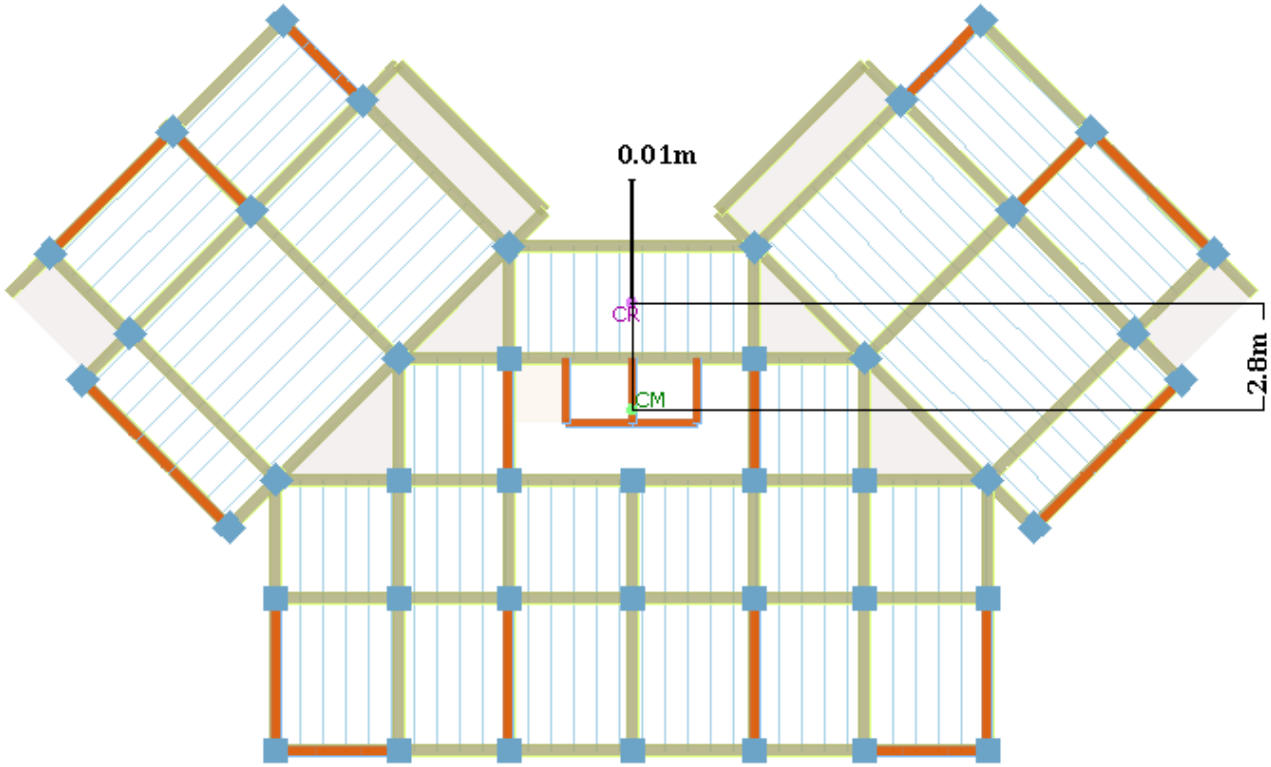
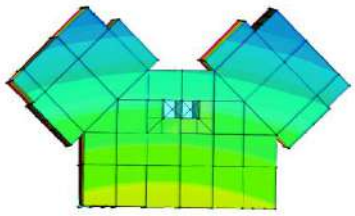
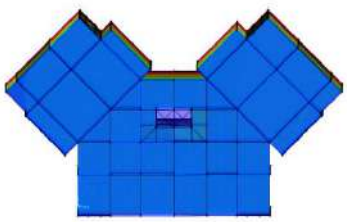
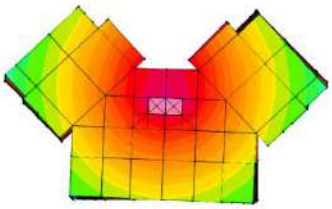


Fig 0.8: disposition des voiles (vue en plan).

Tab IV.14: Comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.647 s	Mode 2 / T2 = 0.595 s	Mode 3 / T3 = 0.453 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	59.01	0.10	3.84
Suivant Y	0.11	61.96	0.00
Autour de Z	3.66	0.01	57.96
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

IV.6.2 Vérification de la participation massique

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après (RPA99 v2003 Art.4.3.4.a).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure, le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction.

Tab IV.15: Comportement des trois premiers modes.

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	**Périodes (en s)**	**Sens-x**	**Sens-y**	**Sens-z**
1	0.814	59.01	0.106	3.657
2	0.802	59.11	62.07	3.665
3	0.63	62.95	62.07	61.63
4	0.189	80.933	62.072	62.068
5	0.18	80.935	80.793	62.068
6	0.144	81.309	80.793	80.597
.	.	.	.	.
73	0.052	90.149	88.243	87.88
.	.	.	.	.
80	0.046	91.228	92.305	87.897
.	.	.	.	.
89	0.04	91.253	92.344	91.722

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 73ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 80ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 89ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes retenus = 89 modes.

Le Temps des modes retenus = 7.97 s.

IV.6.3 Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV.6.4 Calcul de la force sismique totale

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W \qquad \text{et } V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0,25 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,40 s, T1 = 0,15 s ; Selon RPA99v2003, tableau (4.7); site meuble (S2).

η: facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0.7$.

ξ=7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 1.83

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

T=0.009 h /$\sqrt{Dn}$ …… [RPA99 version 2003 Art 4.2.4].

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

R=3,5 : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.05$.

W : poids total de la structure : W = $\sum_{i=1}^{n} W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0,2 (habitaion)

β =0.6 (commerce)

} selon (R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.5).

Tab IV.16: calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0.25	1.622	1.414	1.05	1.05	3.5	68527.862	8360.399	7263.953

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.21.0.2 » sont :

$$V_{tx} = 6745.736\ kN \quad , \quad V_{ty} = 6526.074$$

Tab IV.17: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	8360.399	6745.736	0.807	Oui
Sens Y	7263.953	6526.074	0.898	Oui

IV.6.5 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iY}$ et $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iX}$

Avec :

F_{iX}, F_{iY} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y .

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

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

Avec :

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

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

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

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

On a: $T_x = 0.634 sec$, $T_y = 0.801\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

Tab IV.18: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
3.40	6537.12	22226.21	106.78	103.30	363.05	351.23	60965.20	58677.21
6.63	5965.56	39551.65	190.02	183.83	1259.81	1218.79	55634.79	53379.81
9.86	5892.23	58097.35	279.12	270.03	2752.08	2662.46	54956.79	52776.67
13.09	5820.31	76187.84	366.03	354.11	4791.30	4635.28	54280.20	52184.89
16.32	5820.31	94987.44	456.35	441.49	7447.56	7205.05	54280.20	52184.89
19.55	5753.35	112478.05	540.38	522.78	10564.34	10220.33	53661.52	51636.34
22.78	5687.69	129565.60	622.47	602.20	14179.84	13718.10	53043.41	51098.22
26.01	5687.69	147936.84	710.73	687.59	18486.07	17884.11	53043.41	51098.22
29.24	5627.11	164536.73	790.48	764.74	23113.63	22360.98	52484.06	50598.98
32.47	5567.70	180783.28	868.53	840.25	28201.26	27282.94	51924.39	50109.32
35.70	5607.09	200172.97	961.69	930.37	34332.19	33214.23	52347.75	50424.52
38.93	4561.70	177587.10	853.18	825.40	33214.19	32132.64	42537.88	41082.70
Somme		1404111.07	/	/	178705.32	172886.13	639159.61	615251.77

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tab IV.19: Vérification de la stabilité au renversement.

	M_S	M_R	M_S/M_R	Vérification
Sens x	639159.61	178705.32	3.58	**Oui**
Sens y	615251.77	172886.13	3.56	**Oui**

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

IV.6.6 Vérification des déplacements

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

δk= Rδek

δk : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0.01 h_e$, selon **(RPA99 v2003 Art.5.10).**

Avec :h_e: la hauteur de l'étage k.

Tab IV.20: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
38.93	3.23	3.937	13.78	1.47	3.23	Ok
35.7	3.23	3.517	12.31	1.484	3.23	Ok
32.47	3.23	3.093	10.826	1.495	3.23	Ok
29.24	3.23	2.666	9.331	1.494	3.23	Ok
26.01	3.23	2.239	7.837	1.47	3.23	Ok
22.78	3.23	1.819	6.367	1.411	3.23	Ok
19.55	3.23	1.416	4.956	1.323	3.23	Ok
16.32	3.23	1.038	3.633	1.193	3.23	Ok
13.09	3.23	0.697	2.44	1.019	3.23	Ok
9.86	3.23	0.406	1.421	0.798	3.23	Ok
6.63	3.23	0.178	0.623	0.525	3.23	Ok
3.4	3.40	0.028	0.098	0.098	3.4	Ok

Tab IV.21: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
38.93	3.23	3.452	12.082	1.284	3.23	Ok
35.7	3.23	3.085	10.798	1.313	3.23	Ok
32.47	3.23	2.71	9.485	1.323	3.23	Ok
29.24	3.23	2.332	8.162	1.326	3.23	Ok
26.01	3.23	1.953	6.836	1.302	3.23	Ok
22.78	3.23	1.581	5.534	1.25	3.23	Ok
19.55	3.23	1.224	4.284	1.165	3.23	Ok
16.32	3.23	0.891	3.119	1.043	3.23	Ok
13.09	3.23	0.593	2.076	0.879	3.23	Ok
9.86	3.23	0.342	1.197	0.675	3.23	Ok
6.63	3.23	0.149	0.522	0.424	3.23	Ok
3.4	3.40	0.028	0.098	0.098	3.4	Ok

IV.6.8 Vérification du l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

υ : effort normal réduit.

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

B_C : l'air (section brute) de cette section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tab IV.22: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux carrés.

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(kN)	B_c(mm^2)	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	60	60	2246.72	336400	$G + Q1 + Q2 - V_{tx}$	0.267	Oui
	60	60	2209.24	336400	$G + Q1 + Q2 - V_{ty}$	0.263	Oui

IV.6.9 Vérification des contraintes au cisaillement des éléments

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Min [$\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] : Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 MPa] : Fissuration Peu nuisible.

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u" sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec :

T_u: effort tranchant.

Non Préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$ =3.33MPa = (Situation durable).

$\overline{\tau_u}$ =4.35 MPa= (Situation accidentelle).

Préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$ =2.50MPa = (Situation durable).

$\overline{\tau_u}$ =3.26 MPa= (Situation accidentelle). Tableau

Tab IV.23: Vérification de cisaillement des poutres

Section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Combinaison	Situation	ϒb	Position	τ (MPa)	τ adm (MPa)	Verific-ation
pp30x40	30	40	190.98	ELU	Durable	1.5	intermédiaire	1.7	3.33	Vérifiée
ps30x35	30	35	185.94	ELA	accidentelle	1.15	rive	1.91	3.26	Vérifiée
Ppalier30x45	30	45	132.38	ELA	accidentelle	1.15	rive	1.04	3.26	Vérifiée
long30x30	30	30	7.22	ELU	durable	1.5	rive	0.09	2.50	Vérifiée
Consol 30x35	30	35	34.67	ELA	accidentelle	1.15	rive	0.36	3.26	Vérifiée
CH 30x30	30	30	50.29	ELU	durable	1.5	rive	0.61	2.50	Vérifiée

- **Les voiles :**

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

La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

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

Tab IV.24: Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\|V_u\|$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant x	**1**	25	320	195.02	$G+Q1+Q2+V_{tx}$	0.380	5	Oui
	2	20	345	432.469	$G+Q1+Q2+V_{tx}$	0.975	5	Oui
Suivant y	**1**	25	400	369.00	$G+Q1+Q2+V_{ty}$	0.574	5	Oui
	2	25	320	280.42	$G+Q1+Q2+V_{ty}$	0.545	5	Oui
	3	20	170	815.01	$G+Q1+Q2+V_{ty}$	3.729	5	Oui
Diagonal	**1**	25	545	503.79	$G+Q1+Q2+V_{ty}$	0.575	5	Oui
	2	25	452.5	616.91	$G+Q1+Q2+V_{tx}$	0.848	5	Oui
	3	25	295	440.95	$G+Q1+Q2+V_{tx}$	0.93	5	Oui

- **Les poteaux :**

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

IV.6.10 Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tab IV.25: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
38.93	4561.7	1.47	1.28	804.55	778.36	323	0.026	0.023	Oui
35.7	5607.09	1.48	1.31	906.88	877.35	323	0.028	0.026	Oui
32.47	5567.7	1.5	1.33	819.04	792.37	323	0.032	0.029	Oui
29.24	5627.11	1.5	1.33	745.43	721.16	323	0.035	0.032	Oui
26.01	5687.69	1.46	1.3	670.23	648.4	323	0.038	0.035	Oui
22.78	5687.69	1.41	1.25	586.99	567.88	323	0.042	0.039	Oui
19.55	5753.35	1.33	1.16	509.58	492.99	323	0.046	0.042	Oui
16.32	5820.31	1.19	1.04	430.34	416.33	323	0.05	0.045	Oui
13.09	5820.31	1.02	0.88	345.17	333.93	323	0.053	0.047	Oui
9.86	5892.23	0.8	0.68	263.21	254.64	323	0.055	0.049	Oui
6.63	5965.56	0.52	0.42	179.19	173.35	323	0.054	0.045	Oui
3.4	6537.12	0.1	0.1	100.7	97.42	340	0.019	0.02	Oui

IV.7. Conclusion

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

Tab IV.26: Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section	Section finale
Poutres principales		30x40	30x40
Poutres principales		30x45	30x45
Poutres secondaires		30x35	30x35
Poutre Chainage		30x30	30x30
consol		30x35	30x45
Longrines		30x30	30x30
Voiles périphérique		15xL	25xL
Voile de contreventement		15xL	25xL
Voile de Ascenseur		15xL	20xL
Etage		Poteaux carre	Poteaux carre
Poteaux	**9éme , 10éme**	30x30	35x35
	8éme7éme	35x35	40x40
	5émé, 6éme	40x40	45x45
	3éme, 4éme	45x45	50x50
	2éme, 1ier	50x50	55x55
	Sous-sol, RDC	55x55	60x60

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'acier nécessaires à la stabilité et la résistance des éléments constructifs de notre ouvrage. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

V.2 Les combinaisons des charges

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

- Combinaisons exigées par le "CBA 93" : ELU : 1.35G+1.5Q
  ELS : G+Q

Combinaisons exigées par le "RPA 99 version 2003" : 0.8G ± E

G+Q ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3 Ferraillage des poutres

V.3.1 Introduction

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

Le calcul des poutres se fera en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations durable et accidentelle.

Tab V.1: Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γb=1.5	γs=1.15	γb=1.15	γs=1.00
fc28=25 Mpa	FeE400	fc28= 25 Mpa	FeE400
σb=15Mpa	σs=348 Mpa	σb= 15Mpa	σs=400 Mpa

Tab V.2: Ferraillage longitudinal des poutres.

Les poutres	Niveau	Positon	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculeé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
poutres principale 1 (30x40).	Etage commerce	travée	91.17	ELU	7.60	3HA14+2CH14=7.70
		appui	-156.45	ELU	14.2	3HA14+5CHAP16=14.67
	Etage Courant+terrasse	travée	75.93	ELU	6.2	3HA14+2CH14=7.70
		appui	-165.14	G+Q1+Q2-Edx	12.5	3HA14+5CHAP16=14.67
poutres principale 2 (30x45).	Etage commerce	travée	10.46	ELU	1.4	3HA14+1 CH14=6.16
		appui	-32.93	ELU	2.3	3HA14+1 CH14=6.16
	Etage Courant+terrase	travée	77.57	ELU	5.5	3HA14+1 CH14=6.16
		appui	-94.47	G+Q1+Q2-Edx	5.8	3HA14+1CH14=6.16
poutres secondaires (30x35)	Etage commerce	Appui (+)	27.17	G+Q+Edx	2.1	3HA12=3.39
		Appui(-)	-43.48	ELU	4.1	3HA12+1CH12=4.52
	Etage Courant+terrasse	Appui(+)	139.61	G+Q1+Q2+Edx	12.5	3HA14+6CH14=13.85
		Appui(-)	-143.53	G+Q1+Q2+Edx	12.9	3HA14+6CH14=13.85
poutres chainage (30x30)	Etage commerce	travée	44.92	ELU	5.1	3HA12+2CH12=5.65
		appui	-50.31	ELU	5.8	3HA12+3CH12=6.79
	Etage Courant+terrasse	travée	30.85	ELU	3.4	3HA12+1CH12=4.52
		appui	-41.61	ELU	4.7	3HA12+2CH12=5.65

V.3.1.1 Vérification sections minimale des poutres

Amin=0.50% bxh **(RPA2003 Art.7.5.2.1)**

Section tendu Atmin=0.10 % bxh **(CBA93 Art.B.6.4)**

Tab V.3: Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres.

Les poutres	Niveau	Positon	$A_{choisie}(cm^2)$	A'	Amin (CBA)	Amin (RPA)
poutres principales 1 (30x40)	Etage commerce	Travée	3HA14+2CH14=7.70	0	1.20	6.00
		Appui	3HA14+5CHAP16=14.67	0	1.20	6.00
	Etage courant+terrasse	travée	3HA14+2CH14=7.70	0	1.20	6.00
		appui	3HA14+5CHAP16=14.67	0	1.20	6.00
poutres principales 2 (30x45)	Etage commerce	travée	3HA14+1 CH14=6.16	0	1.20	6.00
		appui	3HA14+1 CH14=6.16	0	1.20	6.00
	Etage courant+terrasse	travée	3HA14+1 CH14=6.16	0	1.20	6.00
		appui	3HA14+1 CH14=6.16	0	1.20	6.00
poutres secondaires (30x35)	Etage commerce	Appui(+)	3HA12=3.39	0	1.05	5.25
		Appui(-)	3HA12+1CH14=4.52	0	1.05	5.25
	Etage courant+terrasse	Appui(+)	3HA14+6CH14=13.85	0	1.05	5.25
		Appui(-)	3HA14+6CH14=13.85	0	1.05	5.25
poutres chainage (30x30	Etage commerce	travée	3HA12+2CH12=5.65	0	0.9	4.5
		appui	3HA12+3CH12=6.79	0	0.9	4.5
	Etage courant+terrasse	travée	3HA12+1CH12=4.52	0	0.9	4.5
		appui	3HA12+2CH12=5.65	0	0.9	4.5

- ✓ On adopte que les sections calculer sont supérieures aux sections minimale donc on prend les sections calculer.

V.3.1.2 Vérification des contraintes à ELS

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 :

$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$= 0.6 $\mathbf{f_{c28}}$

Pour : $\mathbf{f_{c28} = 25\ MPA} \rightarrow \overline{\boldsymbol{\sigma_b}} =$ 15MPA.

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

$$\sigma_{\mathbf{b}} \leq \overline{\sigma_b}$$

- Pour la fissuration préjudiciable:

$$\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MP$$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa.$

Tab V.4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.

Les poutres	Niveau	Positon	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	$A_{choisis}$	σ_b	σ_s	σ_s '	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
poutres principales 1 (30x40)	Etage commerce	travée	64.58	Peu nuisible	3HA14+2CH14=7.70	8	/	/	vérifiée	/
		appui	-110.93	Peu nuisible	3HA14+5CHAP16=14.67	12	/	/	vérifiée	/
	Etage courant +terrasse	travée	55.30	préjudiciable	3HA14+2CH14=7.70	6.9	201.6	81.9	vérifiée	vérifiée
		appui	-114.33	Peu nuisible	3HA14+5CHAP16=14.67	12.3	/	/	vérifiée	/
poutres principales 2 (30x45)	Etage commerce	travée	7.47	préjudiciable	3HA14+1 CH14=6.16	0.6	7.5	7.8	vérifiée	vérifiée
		appui	-23.64	préjudiciable	3HA14+1 CH14=6.16	2.7	130.4	30.6	vérifiée	vérifiée
	Etage courant +terrasse	travée	5.98	préjudiciable	3HA14+1 CH14=6.16	0.5	6.0	6.2	vérifiée	vérifiée
		appui	-43.23	préjudiciable	3HA14+1 CH14=6.16	5	201.6	55.9	vérifiée	vérifiée
poutres secondaires (30x35)	Etage commerce	travée	13.10	Peu nuisible	3HA12=3.39	2.8	/	/	vérifiée	/
		appui	-31.21	Peu nuisible	3HA12+1CH14=4.52	5.8	/	/	vérifiée	/
	Etage courant +terrasse	travée	24.03	Peu nuisible	3HA14+6CH14=13.85	2.4	/	/	vérifiée	/
		appui	-62.24	préjudiciable	3HA14+6CH14=13.85	6.1	/	/	vérifiée	/
poutres chainage (30x30	Etage commerce	travée	31.99	préjudiciable	3HA12+2CH12=5.65	7.5	201.6	81.8	vérifiée	/
		appui	-35.85	préjudiciable	3HA12+3CH12=6.79	8.8	201.6	81.8	vérifiée	/
	Etage courant +terrasse	travée	22.65	préjudiciable	3HA12+1CH12=4.52	5.7	201.6	60	vérifiée	/
		appui	-30.54	préjudiciable	3HA12+2CH12=5.65	7.8	201.6	74	vérifiée	/

✓ Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

V.3.1.3 Vérification au cisaillement des poutres

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par :

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min(\frac{0.20 x f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa)$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min(\frac{0.15 x f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa)$

Tab V.5: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Les poutres	Niveau	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u < \overline{\tau_u}$
poutres principales 1 (30x40)	Etage commerce	191.05	ELU	Peu nuisible	1.70	3.33	vérifiée
	Etage courant+terrasse	150.25	ELU	Peu nuisible	1.33	3.33	vérifiée
poutres principales (30x45)	Etage commerce	49.39	ELU	préjudiciable	0.38	2.50	vérifiée
	Etage courant+terrasse	132.48	G+Q1+Q2+Edx	Peu nuisible	1.03	3.33	vérifiée
poutres secondaires (30x35)	Etage commerce	121.94	0.8G+Edy	préjudiciable	1.25	2.50	vérifiée
	Etage courant+terrasse	186.11	G+Q1+Q2-Edy	préjudiciable	1.90	2.50	vérifiée
poutres chainage (30x30	Etage commerce	66.66	ELU	préjudiciable	0.80	2.50	vérifiée
	Etage courant+terrasse	48.50	ELU	préjudiciable	0.58	2.50	vérifiée

✓ Les poutres principales sont vérifiées vis à vis au cisaillement du au l'effort tranchant.

V.3.2 Calcul des armatures transversales

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

Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi; 30cm\right) & \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Tab V.6: Calcul des armatures transversales et leur espacement.

	CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
Section	**S_t (cm)**	**A_t (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
PP (30x40)	33.75	1.01	10	20	1.8	10	15	4HA8=2.01
PP (30x45)	38.25	1.14	11.25	22.5	2.02	10	15	4HA8=2.01
PS (30x35)	29.25	0.87	8.75	17.5	1.57	10	15	4HA8=2.01
CH (30x30)	24.75	0.74	7.5	15	1.35	10	15	3HA8=1.51

V.3.3 Vérification de la flèche

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant selon **CBA93.**

Tab V.6: Vérification de la flèche.

Section	M (KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	F admissible (mm)	Vérification
PP (30×40)	64.58	545	7.70	4.62	5.6	10.9	vérifiée
PP (30x45)	7.74	645	6.16	4.62	0.2	12.9	vérifiée
PS (30x35)	24.03	175	13.85	13.85	0.1	3.5	vérifiée
CH (30x30)	31.99	545	5.65	3.39	6.5	10.9	vérifiée

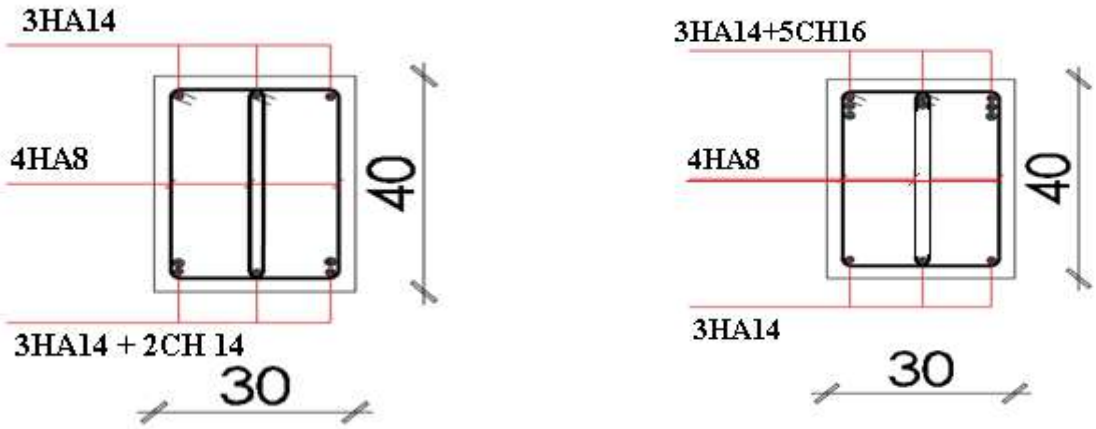


Fig V.1: Ferraillage des poutres principale 1 (commerce et EC) / (Travée et Appui

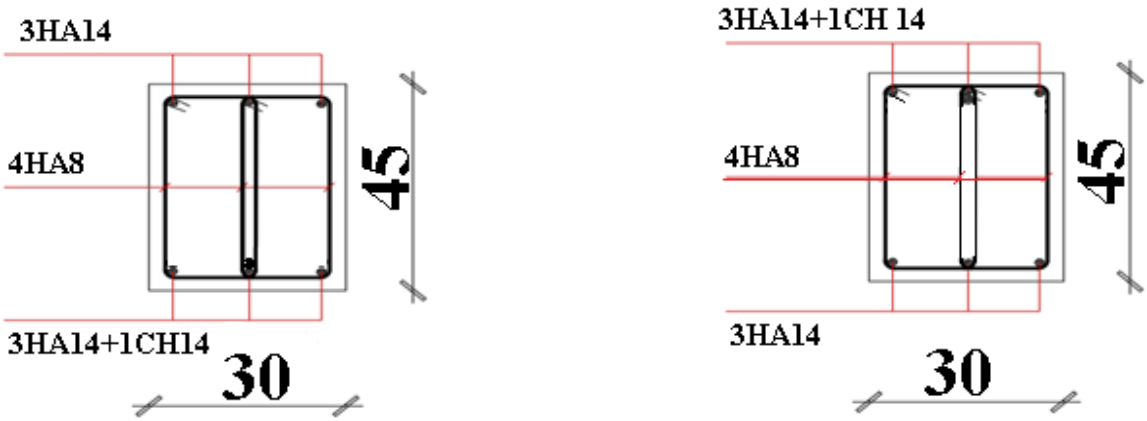


Fig V.2: Ferraillage des poutres principale 2 (commerce et EC) / (Travée et Appui).

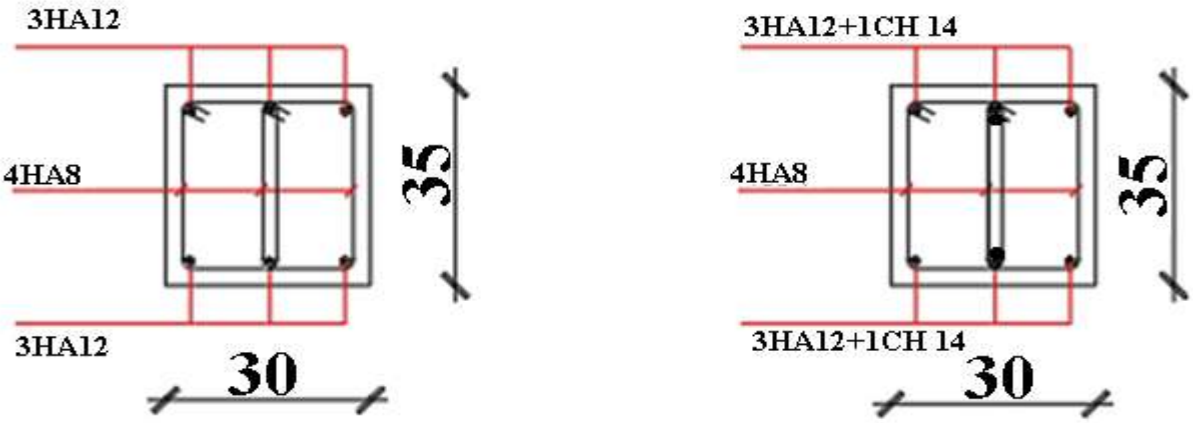


Fig V.3: Ferraillage des poutres secondaires etage commerce (Travée et Appui).

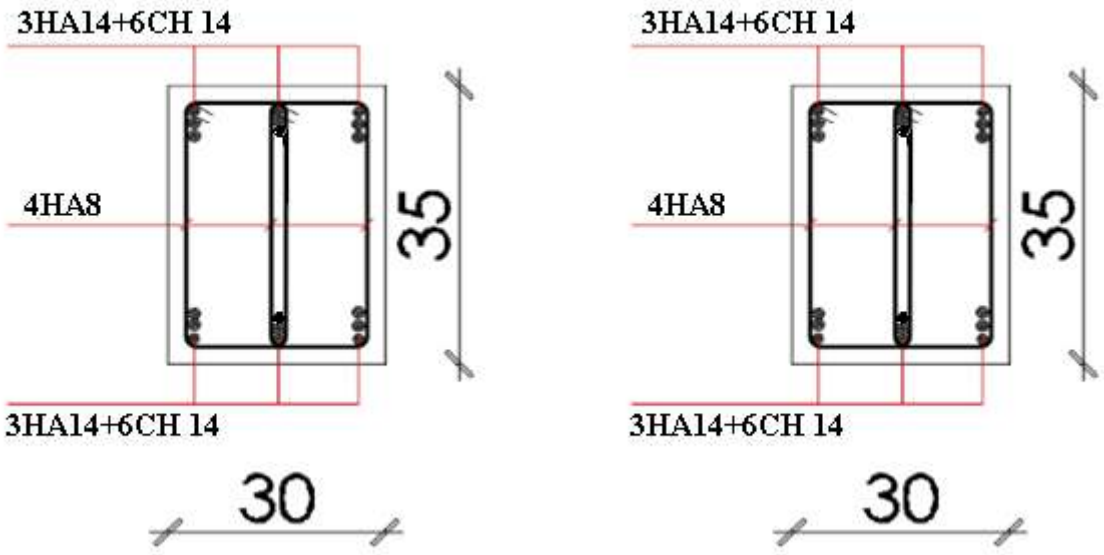


Fig V.4: Ferraillage des poutres secondaires etage courant (Travée et Appui).

V.4 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs et sont supposés reprendre les charges verticales et les charges horizontales.

V.4.1 Sollicitations extrêmes de ferraillage

Comme on a R= 3.5 dans le cas d'un séisme ou les voiles doivent reprendre 100% de l'effort tranchant d étage, due aux charges horizontales, donc on calcule les poteaux avec la combinaison à l'état limite ultime.

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

- 1^{er} cas Influence de l'effort normal : Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et M_{Corr}.
- 2^{eme} cas Influence du moment : Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et N_{corr}.
- 3^{eme} cas Effort normal minimum: Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et M_{corr}.

Tab V.7: Ferraillage longitudinale des poteaux.

	sollicitation	N (KN)	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
45×45	N_{max} -M_{corr}	544.73	0.00	0.00	7.2	2.6	18.22	12HA14 =18.47
	M_{max}-N_{corr}	499.79	-35.35	46.12	4.6	2.6		
	N_{min}-M_{corr}	-95.28	0.00	0.00	8.5	2.6		
50×50	N_{max} -M_{corr}	1070.33	0.00	0.00	8	3	22.5	12HA16 =24.13
	M_{max}-N_{corr}	1064.81	-60.21	78.08	5	3		
	N_{min}-M_{corr}	-369.35	0.00	0.00	13.1	3		
55×55	N_{max} -M_{corr}	1714.15	0.00	0.00	8.8	3.2	27.22	16HA16 =32.17
	M_{max}-N_{corr}	1738.84	-34.91	42.65	5.6	3.2		
	N_{min}-M_{corr}	-1239.65	0.00	0.00	31	3.2		
60×60	N_{max} -M_{corr}	1669.18	0.00	0.00	9.6	3.6	32.4	4HA20+12HA16 =36.69
	M_{max}-N_{corr}	-1284.15	0.00	0.00	32.1	3.6		
	N_{min}-M_{corr}	676.78	2.01	-10.31	6	3.6		

✓ Donc dans tous les cas on fait le ferraillage avec la section minimale de RPA.

V.4.2 Vérification des contraintes à ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

✓ Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$.

✓ Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$.

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa$.

Tab V.8: Vérification des contraintes à ELS.

	sollicitation	N (KN)	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	$A_{choisie}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σs' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
45×45	N_{max} -M_{corr}	474.79	-51.67	-10.72	18.47	5.8	/	/	Vérifiée	/
	M_{max}-N_{corr}	365.94	-25.74	33.56		5.3	/	/	Vérifiée	/
	N_{min}-M_{corr}	113.81	0.47	13.92		1.4	4.3	17.6	Vérifiée	Vérifiée
50×50	N_{max} -M_{corr}	1041.19	-89.14	-15.91	24.13	7.8	/	/	Vérifiée	/
	M_{max}-N_{corr}	779.28	-43.80	56.80		6.8	/	/	Vérifiée	/
	N_{min}-M_{corr}	280.14	0.65	19.24		1.8	/	/	Vérifiée	/
55×55	N_{max} -M_{corr}	1704.73	-42.82	-7.89	32.17	6.3	/	/	Vérifiée	/
	M_{max}-N_{corr}	1272.23	-25.35	30.98		5.2	/	/	Vérifiée	/
	N_{min}-M_{corr}	477.55	0.09	-14.47		1.80	0	25.9	Vérifiée	Vérifiée
60×60	N_{max} -M_{corr}	1927.49	-14.18	-14.82	36.69	5.2	/	/	Vérifiée	/
	M_{max}-N_{corr}	1925.08	-14.15	14.74		5.2	/	/	Vérifiée	/
	N_{min}-M_{corr}	497.06	1.44	-7.31		1.4	0	20.7	Vérifiée	Vérifiée

✓ Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

V.4.3 Vérification des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **(RPA99 v2003 Art.7.4.2.2)**

- **L'espacement dans la zone nodale : t ≤ 10 cm ; en zone IIb et III**
- **L'espacement dans la zone courante : t' ≤ Min (b1/2, h1/2, 10 Øℓ) en zone IIb et II**

Tab V.9: Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
45×45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
	Courante	15	4Ø8 = 2.01
50×50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
	Courante	15	4Ø8 = 2.01
55×55	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
	Courante	15	4Ø8 = 2.01
60×60	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
	Courante	15	4Ø8 = 2.01

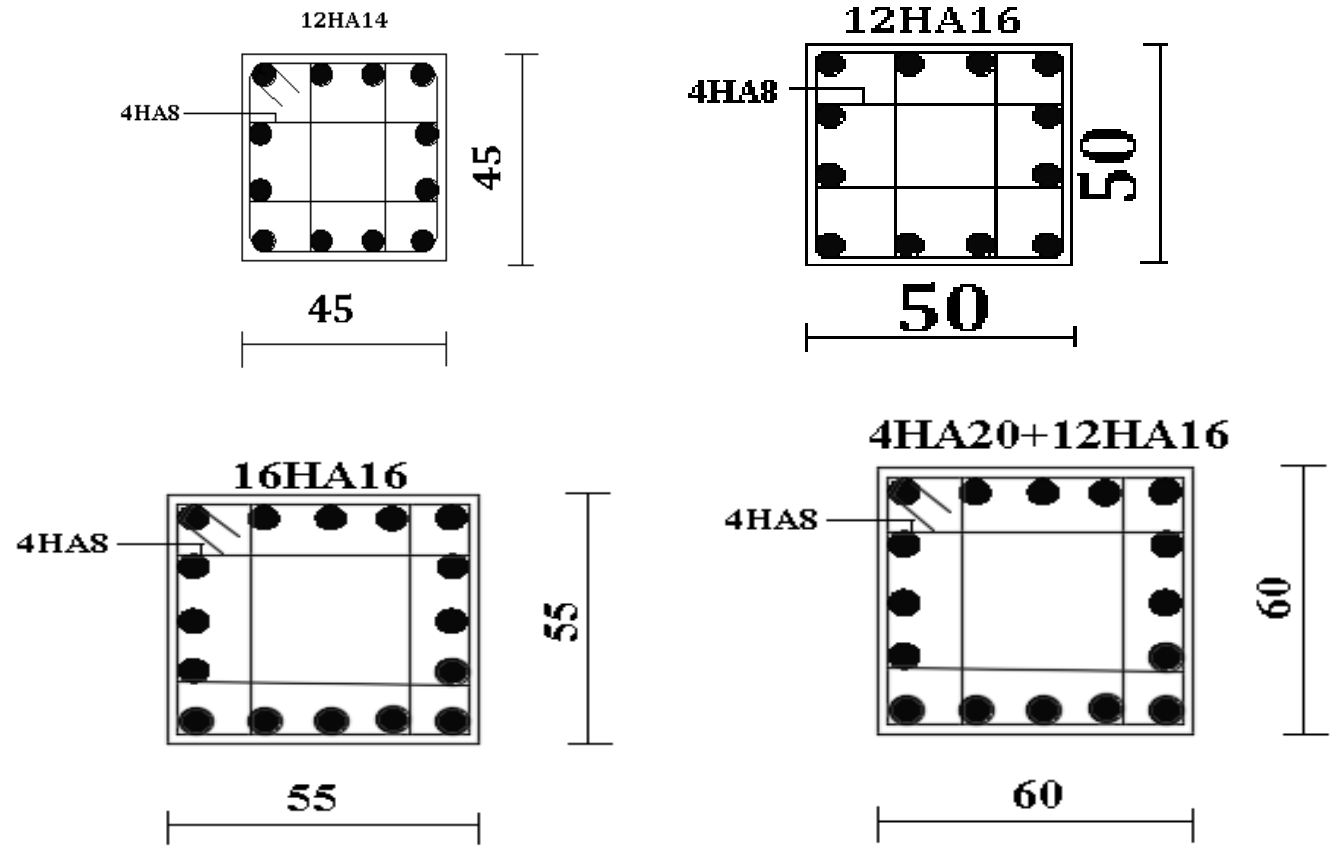


Fig V.7: Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.5 Ferraillage des voiles

V.5.1 Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

V.5.2 Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues auxcharges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent lesefforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux.

V.5.3 Voiles avec files d'ouvertures

Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée avec effort tranchant.

Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple ou traction compression.

V.5.4 Recommandations des règlements

a- Armatures verticales

- selon [RPA99v2003 Art 7.7.4.1]

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Avc =0.10%B dans la section courante.

Avec : B : section du voile et a :épaisseur du voile

- selon [CBA93]

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec : a : l'épaisseur du voile et b : la largeur de la zone tendue

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 [CBA93]

Diamètre maximale des armatures horizontales $\emptyset h \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset v\right]$.

c- Calcule et vérification de l'espacement

- selon [RPA99v2003]

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

- selon [CBA93]

$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos \alpha + \sin \alpha]}\right.$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

V.5.5 Ferraillage des voiles pleins (trumeaux)

V.5.5.1 Armatures verticales

Tab V.10: Ferraillage verticales des voiles pleins (zone nodale).

Le sens de voile	B (m²)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	A_V(cm²)	A_{min}(CBA)	A_{min}(RPA)
Y	4.60x0.25	145.78	3960.75	0.8G-Edy	21.36	11.5	6
Diagonale	3.55x0.25	1200.84	1710.10	G+Q1+Q2-Edx +0.8G-Edy	15.2	8.8	6

Le sens de voile	B (m²)	$A_{vchoisi}$ (cm²)	St (cm)
Y	4.60x0.25	2*(6HA16)=24.13	10
Diagonale	3.55x0.25	2*(6HA14)=18.46	10

Tab V.11: Ferraillage verticales des voiles pleins (zone courante).

Le sens de voile	L(zone courante) (m)	Avc_{min}(RPA) (cm^2)	Ac_{choisi} (cm^2)	St (cm)
Y	3.40	11.5	2*(17HA8)=17.08	20
Diagonale	2.35	8.8	2*(11HA8)=11.05	20

V.5.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tab V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

Le sens de voile	L(m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Vérification
Y	4.60	1694.32	267.86	1.7	25.2	15	201.63	Vérifiée
Diagonale	3.55	1540.93	366.20	2.3	34	15	201.63	Vérifiée

✓ Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

V.5.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Tab V.13: Vérification des contraintes des cisaillements.

Le sens de voile	h_e (m)	T (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Y	2.88	951.65	1.91	5	vérifiée
Diagonale	2.83	516.97	1.06	5	vérifiée

✓ toutes les contraintes sont vérifiées donc il y a aucun risque de cisaillement des voiles.

V.5.5.4 Calcul des armatures horizontales

Sont disposé pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion transversal produit par le déplacement différentiel entre 2 portiques.

$A_{h\ calculé} = Max[\frac{2}{3}Avg\ ;\ 0.15\%[axhe]$.

$Avg= 2xA_{vchoisi}+A_{c\ choisi}$

$he = Hetage - hp$

Tab V.14: Détermination des armatures horizontales.

Sens de voile	h_e(m)	S_t(cm)	Avg(cm²)	$A_{h\ calculé}$ (cm²)	$A_{h\ choisi}$(cm²)
Y	2.88	10	65.32	43.55	2*(28HA10)=43.98
Diagonale	2.83	10	47.97	31.98	2*(28HA10)=43.98

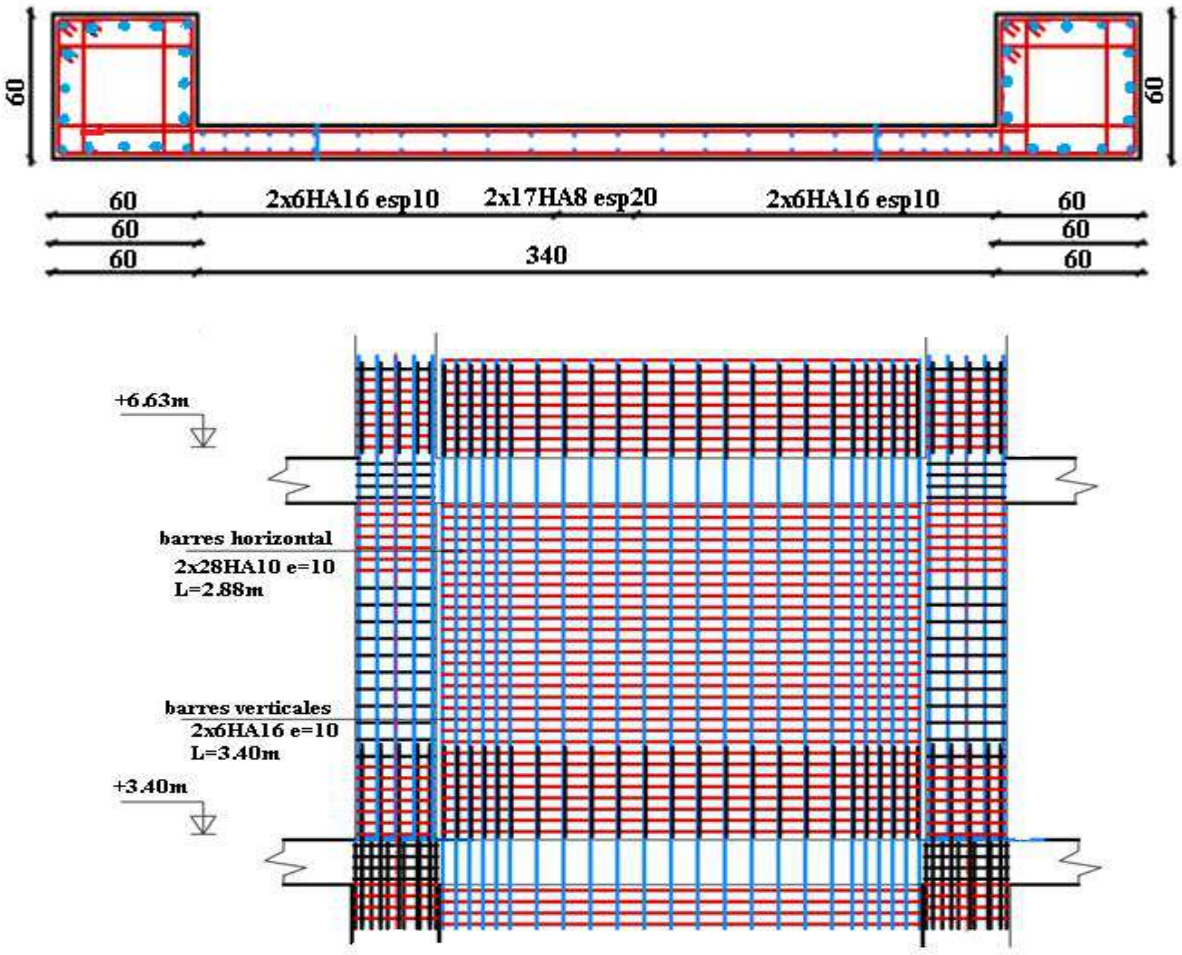


Fig V.8: détails de Ferraillage de voile plein.

V.5.6.Ferraillage des voiles avec ouverture

V.5.6.1 linteaux [RPA 2003 Art 7.7.3]

$\tau_b < 0.06F_{c28}$ le calcule est on flexion simple.

$\tau_b > 0.06F_{c28}$ le calcule est on Traction compression.

V.5.6.1.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux Al.
- Des aciers transversaux At.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) Ac.

1- Acier longitudinaux : [RPA 2003 Art 7.7.3.1 a]

$A_l \geq \frac{M}{Zfe}$, Z=h-2c , M = 1.4Mu

2- Acier transversaux : [RPA 2003 Art 7.7.3.1 b]

$\lambda = \frac{l}{h}$ => $\lambda > 1$ Linteau long

$\lambda < 1$ Linteau court

-linteau long : $S \leq \frac{At*fe*Z}{V}$

S : espacement des cours d'armatures transversales.

At : section d'un cours d'armatures transversaux.

Z = h-2d' , V=1.4Vu

-Linteau court : $S \leq \frac{At*fe*l}{V+(At*fe)}$

V = min (V1,V2)

V2= 2Vu , $V1=\frac{Mci+Mcj}{lij}$

Mc i et Mcj moment des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée lij et calculés par :

Mc = Al*fe*Z

V.5.6.1.2 Ferraillage des linteaux en trac/comp [RPA 2003 Art 7.7.3.2]

1- Acier diagonales :

$Ad = \frac{V}{2fe*\sin\alpha}$, α=Arctg ($\frac{h-2d'}{1}$)

V.5.6.1.2 Ferraillage minimal [RPA 2003 Art 7.7.3.3]

a) Armatures longitudinales :

(Al, Al') ≥ 0.15% (b*h)

b) Armatures transversales :

Pour: $\tau_b \leq 0.025 F_{c28}$ => At ≥ 0.0015 b * s

Pour: $\tau_b > 0.025 F_{c28}$ => At ≥ 0.0025 b * s

c) Armatures de peau :

Ac ≥ 0.002 * b * h

Tab V.15: Détermination de sollicitation.

Niveau	E (m)	L (m)	h (m)	Combinaison	V (KN)	M (KN.m)	τ_b (MPa)	$0.06F_{c28}$	sollicitation
10^{eme}étage	0.25	1.20	0.83	G+Q1+Q2+Edx	68.27	37.46	0.51	1.5	Flexion composé
9^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	133.15	79.12	0.45	1.5	Flexion composé
8^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	174.54	110.29	0.59	1.5	Flexion composé
7^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	218.83	135.16	0.74	1.5	Flexion composé
6^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	264.71	163.88	0.9	1.5	Flexion composé
5^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	318.92	198.82	1.08	1.5	Flexion composé
4^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	361.23	221.33	1.23	1.5	Flexion composé
3^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	411.06	251.74	1.40	1.5	Flexion composé
2^{eme}étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	470.38	288.31	1.60	1.5	trac/compr
1^{er} étage	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2+Edx	520.04	317.76	1.77	1.5	trac/compr
RDC	0.25	1.20	1.83	G+Q1+Q2-Edx	645.32	362.78	2.19	1.5	trac/compr

Tab V.16: Calcul des armatures des voiles (linteaux).

	$A_{calculé}(cm^2)$				S	A_{choisi} (cm^2)			
Niveau	A_d	A_l	A_t	A_p	(cm)	A_d	A_l	A_t	A_p
10^{eme}	/	1.68	1	5.40	10	/	2x(2HA8)=2.01	2HA10	2x(5HA8)=5.03
9^{eme}	/	1.56	1	9.15	10	/	2x(2HA8)=2.01	2HA10	2x(14HA8)=14.07
8^{eme}	/	2.17	1	9.15	10	/	2x(2HA10)=3.14	2HA8	2x(14HA8)=14.07
7^{eme}	/	2.66	1	9.15	10	/	2x(2HA10)=3.14	2HA8	2x(14HA8)=14.07
6^{eme}	/	3.22	1	9.15	10	/	2x(2HA12)=4.52	2HA8	2x(14HA8)=14.07
5^{eme}	/	3.91	1	9.15	10	/	2x(2HA12)=4.52	2HA8	2x(14HA8)=14.07
4^{eme}	/	4.35	1	9.15	10	/	2x(2HA12)=4.52	2HA8	2x(14HA8)=14.07
3^{eme}	/	4.95	1	9.15	10	/	2x(2HA14)=6.15	2HA8	2x(14HA8)=14.07
2^{eme}	6.94	6.86	0.63	9.15	10	2x(4HA12)=9.04	2x(2HA16)=8.04	2HA8=1	2x(14HA8)=14.07
1^{er}	7.68	6.86	0.63	9.15	10	2x(4HA12)=9.04	2x(2HA16)=8.04	2HA8=1	2x(14HA8)=14.07
RDC	9.53	6.86	0.63	9.15	10	2x(4HA14)=12.31	2x(2HA16)=8.04	2HA8=1	2x(14HA8)=14.07

V.5.6.2 Les Trumeaux

V.5.6.2.1 Les armatures verticales

Tab V.17: Ferraillage verticales des trumeaux voiles avec ouverture.

sens	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	$A_V(cm^2)$	A_{min}(CBA)	A_{min}(RPA)
X	1.30	339.210	331.143	0.8G-Edx	13.23	3.25	3

Voile	L(m)	$Av_{choisi}(cm^2)$	St(cm)
1	1.30	2*(6HA12)=13.23	10

Tab V.11: Ferraillage verticales des trumeaux (zone courante).

Le sens de voile	L(zone courante) (m)	Avc_{min}(RPA) (cm^2)	Ac_{choisi} (cm^2)	St (cm)
X	70	3.25	2*(3HA10)=4.71	20

V.5.6.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tab V.18: Vérification des contraintes à l'ELS.

Le sens de voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
X	1.30	452.024	53.875	2	27.8	15	201.63	Vérifiée

V.5.6.2.3 Vérification des contraintes de cisaillements

Tab V.19: Vérification des contraintes des cisaillements.

Le sens de voile	he(m)	T (KN)	τ (Mpa)	τ' (Mpa)	$\tau \leq \tau'$
X	2.83	318.097	0.65	5	vérifiée

V.5.6.2.4 Calcul des armatures horizontales

Tab V.20: Détermination des armatures horizontales.

Le sens de voile	h_e (m)	S_t (cm)	Avg (cm^2)	$A_{h\ calculé}$ (cm^2)	$A_{h\ choisi}$ (cm^2)
Y	2.83	10	31.83	21.22	2*(28HA8)=28.13

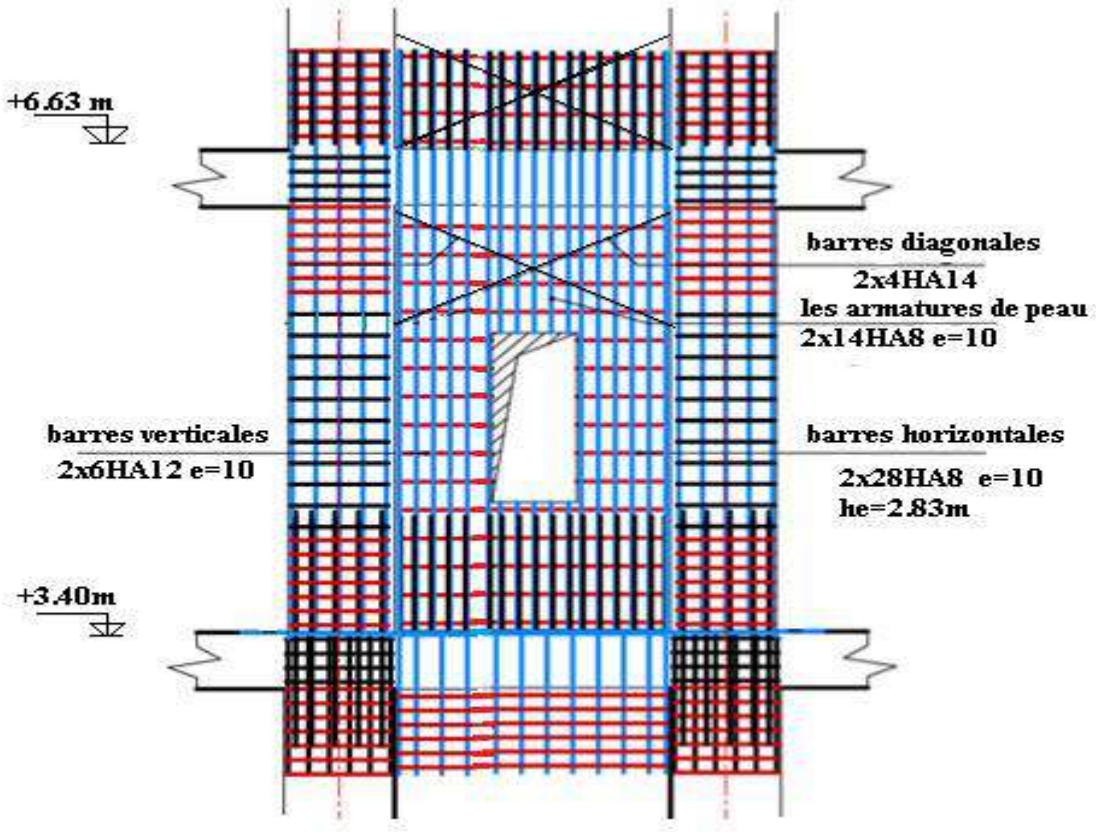


Fig V.9: détails de Ferraillage de voile avec ouverture.

V.6 Conclusion

On constate que le ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles est une tâche délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informatique (SAP2000).

On peut ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

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 les caractéristiques 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. 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 des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire **«Laboratoire de Ben Abdi Ahmed».**

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_{sol}} = 2\ bar$ (Un sol moyen).
- La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2\ m$$

Vue qu'on a une seule niveaux sous-sols, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va poser nos fondations avec un ancrage de 0.0m sous le niveau de sous-sol

(3.4 m) donc : D = 3.4m.

- **Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont** :

Pc= 0.569 bars : Pression de consolidation

Cc= 0.141 bars :Coefficient compressibilité } sol moyennement compressible et peu gonflant

Cg =0.021bars : coefficient gonflement

- Le tassement total est de l'ordre de 2.10cm $\Delta H = 2.1cm$
- La cohésion entre les grains C=0.5 bars un sol De moyenne cohésion
- Le pH est proche de la neutralité. PH= 7.71.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle
- Le taux de carbonates est moyen.
- L'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.
- $\varphi = 20°$ Angle de frottement (pour voile périphérique)
- $\gamma_d = 18\,kN/m^3$Poids volumique total humide

On conclusion on argilo sableuse à inclusions graveleuses alluvionnaires.

Notre sol est Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, de moyenne cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

VI.4. Choix de la fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ L'exigence économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenneσ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B$ $\Rightarrow$ $\frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2\ \text{bar} = 0{,}2\ \text{MPa} \quad , \quad a = b = 60\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

Tab 0.1: 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)	h_{ch} (cm)
S1	1927.52	-0.04	-20.58	3.10	3.10	67	3,3	3,3	70
S2	1378.42	0.60	0.30	2.63	2,63	51	2,8	2,8	55
S3	1156.26	-0.52	-0.98	2.4	2.4	50	2.5	2.5	50

VI.4 .1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

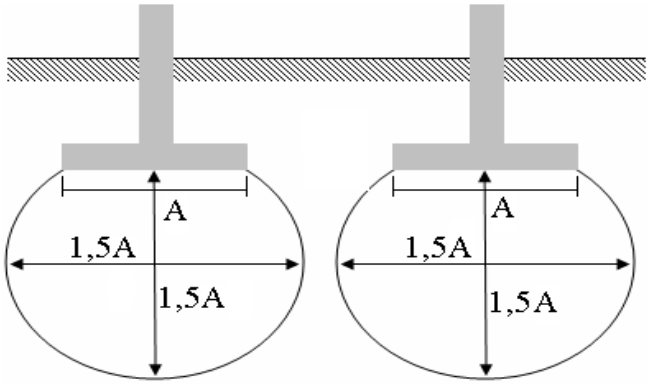


Fig 0.1: Les bulbes de pression sous la semelle .

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

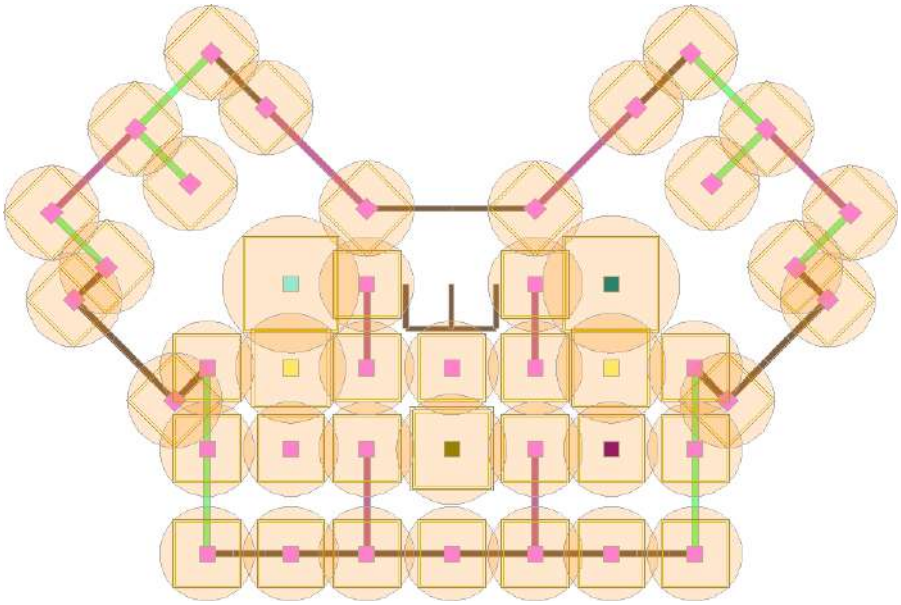


Fig 0.2: chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

Remarque :

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x),ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.3. Semelle Filante

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.3.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)

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.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

.**Tab. VI.2:** Dimensionnement des semelles filantes.

Direction	Semelle	L(m)	$\sum N_{ser}$ (kN)	P(semelle) (kN)	B(m)	B_{ch}(m)	h_{ch}(m)	σ(Mpa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	Semelle Filante 1	18.65	8941.11	253	2.11	2.40	50	1.89	2	Vérifiée
	Semelle Filante 2	18.65	6340.38	116	1.50	1.6		1.95		Vérifiée
	Semelle Filante 3	18.65	6447.99	253	1.52	1.6		1.98		Vérifiée
	Semelle Filante 4	2.9	2878.49	116	1.24	2		1.34		Vérifiée
	Semelle Filante 5	5.45	3048.26	238	1.92	2.4		1.72		Vérifiée
	Semelle Filante 6	2.95	2223.79	163	2.04	2.4		1.83		Vérifiée
	Semelle Filante 7	8.4	3856.99	226	1.40	2		1.50		Vérifiée
	Semelle Filante 8	8.4	4835.55	327	2.22	2.4		1.97		Vérifiée
Suivant Y	Semelle FilanteA	7.10	2789.59	192	1.45	2		1.55		Vérifiée
	Semelle Filante B	10.30	6489.85	192	2.17	2.4		1.93		Vérifiée
	Semelle Filante C	10.30	4721.4	264	1.79	2		1.89		Vérifiée
	Semelle Filante D	7.10	4209.78	288	2.19	2.4		1.95		Vérifiée
	Semelle Filante E	4.10	2758.92	198	2.09	2.4		1.87		Vérifiée
	Semelle Filante F	1.75	1734.95	127.5	2.09	2.4		1.83		Vérifiée

VI.4.3.2 . 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 ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tab 0.3: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S-F- 1	8941.11	-12.95	0.14	2.40	60	**Vérifiée**
S-F- 3	6447.99	-2.03	0.03	1.60	40	
S-F- B	6489.85	-4.44	0.07	2.40	60	
S-F- C	4721.4	-19.81	0.42	2	50	

Conclusion :

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée

VI.4.2.3. Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} \; ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Tab VI.4: Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Elément	B(m)	L_{max}(m)	hp calculé (cm)	hp adopté (cm)	Tu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau < \bar{\tau}$(MPa)
Poutre de libage	0.60	4	54.20	70	731.32	1.81	2.5	Vérifiée

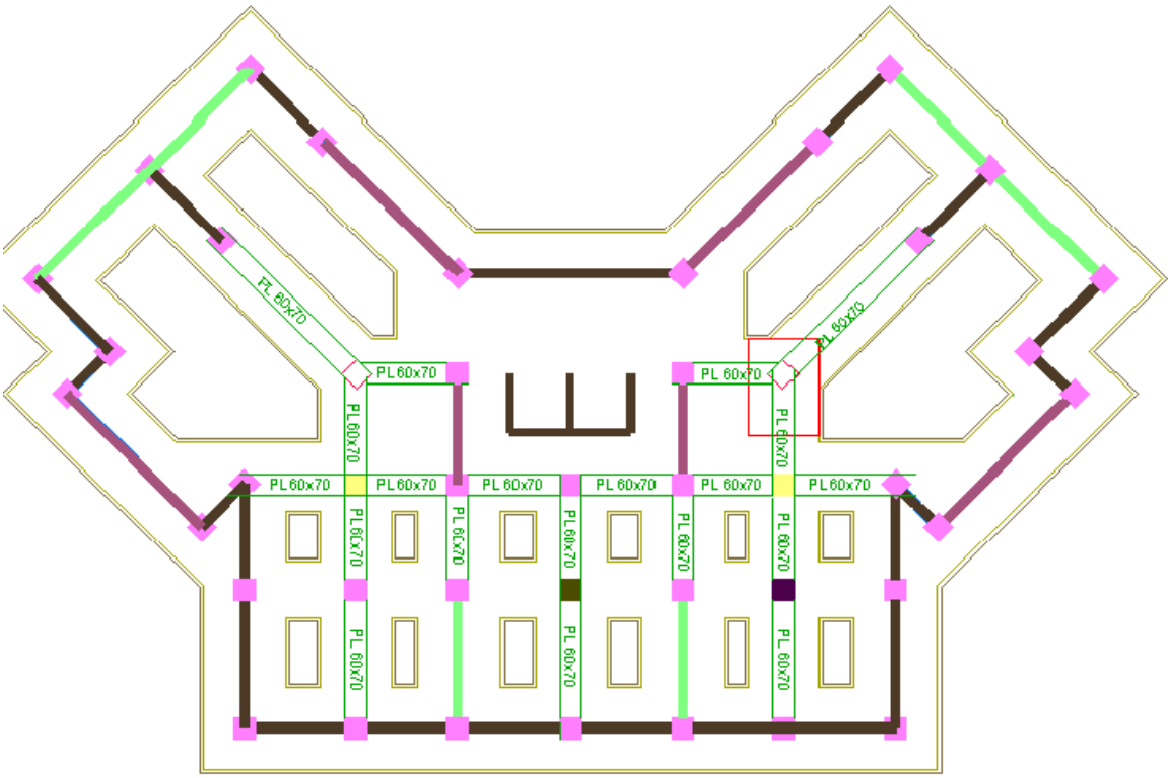


Fig VI.3 : schéma présenté les semelles filantes et poutre de libage.

- ✓ Donc la section de la poutre de libage : 60x70 cm².

VI.5. Ferraillage

VI.5.1.Les semelles filantes croisée

On a deux cas des semelles filantes :

- ✓ Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- ✓ Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.5.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b)

Parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A.

Tab 0.5: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S-F- C	2644.37	-29.04	0.09	33.33	Diagramme trapezoidal

- ✓ Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- ➢ **Armature de principales :**

Tab 0.6: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u(KN)	A(m)	B (m)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	esp (cm)
S-F- C	2644.37	2.80	2	29.92	28HA12=31.67	10

- ➢ **Armature de repartions :**

Tab VI.7: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

A_{rep}(cm^2)	$A_{repchoisie}$(cm^2)	esp (cm)
6.22	8HA12=9.05	15

VI .5.1.2 Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage 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 parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Toutau long du mur,on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tab 0.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S-F- 8	556.31	23.78	4.27	40	**Diagramme trapezoidal**

- ✓ Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles F 8.

Tab 0.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u(KN)	A(m)	B (m)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	esp (cm)
S-F- 8	556.31	1.00	2.4	7.88	6HA14=9.24	15

Tab VI.10: Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions).

A_{rep}(cm^2)	$A_{repchoisie}$(cm^2)	esp (cm)
5.54	16HA12=18.10	15

VI.5.2.Ferraillage de la Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$F_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

VI.5.2.1. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage

Tab VI.11: valeurs de (F) pour la poutre de libage **(ELS et ELU).**

Semelle	ELU	ELS	P semelle (KN)	$P_{Plibage}$ (KN)	L (m)	Fu (KN/m)	F ser (KN/m
	$\sum$ N (KN)	$\sum$ N (KN)					
P L	5410.10	3946.09	264	94.5	10.30	348.72	254.81

VI.5.2.2 .Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU)

Tab VI.12: Valeurs de **(M et T)** pour la poutre de libage **(ELS et ELU).**

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
P L	-320.39	443.09	731.32	-234.1	323.77

Remarque :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

VI.5.2.3. Ferraillage s de la poutre de libage à l'ELU

VI.5.2.3.1. Armatures longitudinales

Tab VI.13: l'armature longitudinale de la poutre de libage **à L'ELU.**

Semelle		Mu (KN.m)	A calculée (cm^2)	A' calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)
P L	Travée	443.09	21	0	**6HA16+8CH16=28.15**
	Appui	-320.39	21	0	**6HA16+10CH16=32.17**

VI.5.2.3.2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le **CBA93** exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. A_p=3 x 1.2 = **3.6cm²,**

Donc :

On adopte **6HA12=6. 79 cm^2**.

VI.5.2.3.3 Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t), pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

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

Tab VI.14: l'armature transversale de la poutre de libage

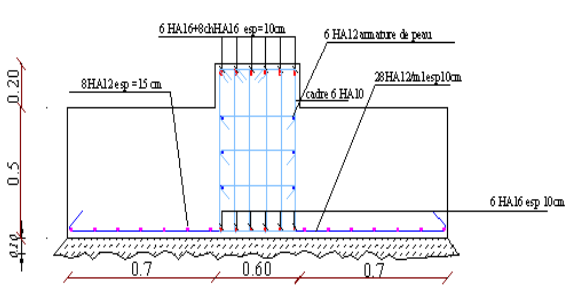
				CBA93		RPA99v2003			S_t adopté		
Elément	**T (KN)**	τ_u **(Map)**	$\overline{\tau u}$ **(Map)**	S_t **(cm)**	A_t **(cm²)**	S_{zn} **(cm)**	S_{zc} **(cm)**	A_t **(cm²)**	S_{zn} **(cm)**	S_{zc} **(cm)**	$A_{t\ choisi}$ **(cm²)**
P L	731.32	1.81	2.5	10	2.4	10	15	2.47	10	15	**6HA10=3.14**

VI.5.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS

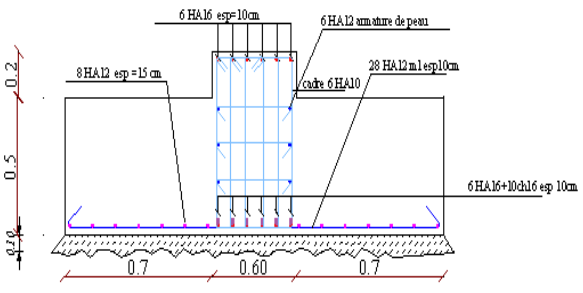
- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :
- ✓ [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.6Mpa.

Tab VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Semelle	**Position**	**Mser (KN.m)**	A_{s1} **(cm²)**	A_{s2} **(cm²)**	σ_b **(Mpa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(Mpa)**	σ'_s **(Mpa)**	σ_s **(Mpa)**	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
P L	**Travée**	323.77	32.17	12.06	4.9	15	64.19	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	-234.1	12.06	28.15	4.7	15	60.5	201.6	Vérifiée	Vérifiée



En Travée



En Appuis

Fig 0.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

VI.6. Ferraillage des longrines [Art 10.1.1 RPA99v2003]

- Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
  - ✓ Site S2 : 30 cm x 30 cm
  - ✓ Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

***La section choisie* : 30x30 cm²**

α=12(zone III, S2)

VI.6.1. Armatures longitudinales à l'ELU

- ✓ $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$

Avec :

- ✓ A =12
- ✓ $A = \left(\frac{F}{\sigma s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcule du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivant :

Tab VI.16: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	A Min CBA (cm^2)	A Min RPA (cm^2)	Vérification
30x30	2644.37	220.36	6.34	**6HA14=9.24**	0.90	5.40	**vérifiée**

VI.6.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à **L'E.L.S** est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = \mathbf{201.6\ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tab VI.17: Vérification de contrainte des longrines **à l'ELS**

B (cm^2)	N ser (KN)	F(KN)	A adoptée (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1927.52	160.63	**6HA14=9.24**	173.84	201.63	**Vérifiée**

VI.6.2 Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tab VI.18 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA93		RPA99v2003			S_t adopté		
$B(cm)^2$	τ_u (Map)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	A_t (cm^2)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
30x30	22.35	10	0.30	10	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**

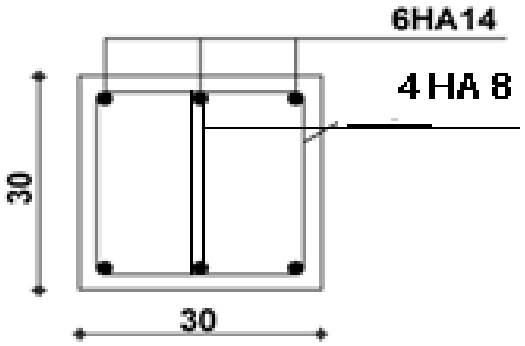


Fig VI.5: Ferraillage de la longrine.

VI.7. LES VOILES PERIPHERIQUES

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : **e ≥ 15 cm,**

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de 25 cm.

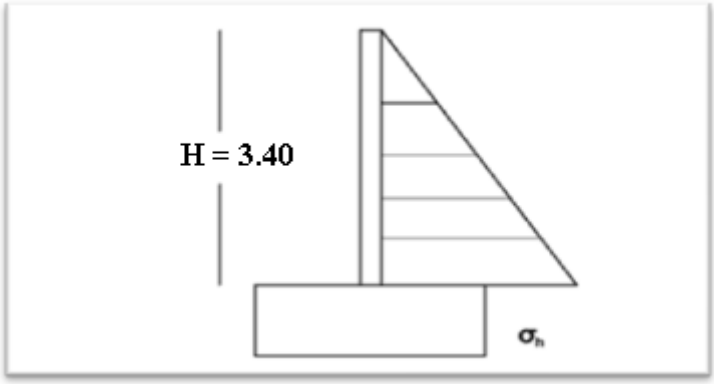


Fig VI.6 : Schéma statique du voile périphérique.

VI.7.1. Calcul de la poussée des terres

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h . K_p . H^2$$

Avec : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\gamma_h = 18 kN/m^3 \quad , \quad H = 3.4m \quad , \quad \varphi = 20° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0{,}490$$

γ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 18 \times 0.490 \times (3.4)^2 = 50.98 \text{ N/m}$$

Le voile est donc soumis à une charge rectangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

Tab 0.19: Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P(kN/m)	Lx(m)	Ly(m)	P_u(kN/m)	P_s(kN/m)	$M_x(KN.m)$	My$(KN.m)$
50.97	5.45	3.4	34.41	25.49	31.40	10.41

VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques

$\rho = \frac{3.40}{5.45} = 0.60 \geq 0.4$ Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$

Donc : la dalle travaillant suivant les deux directions.

$$M_{tx} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.75 * M_y$$

$$M_{ax} = -0.3 * M_x \quad , \quad M_{ay} = -0.3 * M_y$$

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec :

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0{,}5M \end{cases}$$

Tab VI.20: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

Element		M_u(kN.m)	A (cm2)	Amin (cm2)	ESP	A_{choix} (cm2)
Suivant X	**travée**	26.69	3.56	2.5	15	7HA12=7.92
	appuis	-9.42	-1.22		15	7HA12=7.92
Suivant Y	**travée**	7.65	1.01		15	7HA10=5.50
	appuis	-5.10	-0.66		15	7HA10=5.50

VI.7.3.Vérification des contraintes à L'ELS

Tab VI.21: Vérifications des contraintes à l'ELS.

Element		Mser (kN.m)	A adopteé (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	travée	24.63	7HA12=7.92	7.04	168.9	15	202	Vérifiée	Vérifiée
	appuis	-8.69	7HA12=7.92	1.03	42.57				
Suivant Y	travée	7.06	7HA10=5.50	2.1	12.36				
	appuis	-4.71	7HA10=5.50	1.2	12.83				

VI.7.4.Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{235.71 \times 10^3}{(1000 \times 225)} = 1.04\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\ MPa \qquad \text{Condition vérifée.}$$

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner 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.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir:**la sécurité, l'économie, l'exploitationet l'esthétique.**

Références

[1] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] : "CALCUL DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ". Auteur : Mr. BELAZOUGUI.

[3] : Ouvrages en Béton Armé. Auteur : H. Renaud.

[4] : DTR Charge et surcharge.

[5] :Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[6] : Précis de Calcul de Béton Armé". Auteur : H. Renaud.

[7] :BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre MOUGIN ,deuxième Edition Eyrolles 2000.

[8] : Conception et calcul des structure en béton .Auteur : H .Thonier.

[9] : Cour béton armé Mr.O.BOUKENDAKDJI.

[10]: Technique d'ingénieur.

[11]: The Art of Construction and the Detailing - VOLUME A.

Logiciels

- Sap2000 Ver21.
- Auto CAD 2019.
- EXPERT BA 2010.
- ETABS 2017.