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 : Structures

CONCEPTION ET ETUDE D'UN TOUR (RDC + 07 ETAGES) A USAGE HABITATION

Présenté par

BENCHIDI Chérifa.
BOUKHATEM Ferial.

Proposé et Dirigé par

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane.

Promotion Juin 2021

Remercîment

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur **Boukendakdji Otmane** *pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet*

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici L'expression de notre vive et sincère reconnaissance,

en particulier Nos Parents,

Nos Familles et Nos Amis.

Dédicace

Grasse a dieu, le très puissant, nous avons achevé ce modeste travail que je dédie A mon dieu Merci

Que ce travail témoigne de mes respects

À mon mari Rabah

A mes parents-mes grandes mères

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu

Créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et

mes profonds sentiments envers eux.

A mes sœurs Houria - Douae

Et à toute ma famille et mes proches

Et mes collègues d'étude.

Je dédie ce travail à Ma mère qui m'a entouré d'amour d'affection et qui fait tout pour ma réussite

Benchidi Chérifa

Dédicace

Grasse a dieu le tres puissant nous avons achevé ce mode travail que je dédie a mon dieu merci .

A mes parents qui m 'a soutenus et encouragé durant ces années d 'études Et surtout papa Redouane qu 'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance

A mes frères (Mohamed lotfi -yasser),

mes sœurs (rima-nour el Houda-cherifa)

et ceux qui ont partagé avec mais tous les moments d 'émotion lors de la réalisation de ce travail ,il m 'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mais parcours A mes proches et a ceux qui me donnent de l 'amour et de la vivacité.

Boukhatem Ferial

ملخص

هذا المشروع يهدف الى:

دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق أرضي + 07 طوابق) للاستخدام السكني بولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (III).

مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات و الاعمدة (جدران مسلحة)

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(CBA93 - RPA99 v2003)

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق لطريقة التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (sap2000).

وأخيرا، درسنا البنية التحتية للبناية عن طريق حساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (RDC + 07étages) à usage Habitation, qui implantée dans la wilaya d'Alger, zone sismique (III) .

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

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisée automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The purpose of this project is the study of a reinforced concrete structure (ground first Floor + 07 floors) for residential use , which located in the province of Algiers which integrated in the seismic zone (III) according to Algerian seismic regulation.

The resistance of the structure to horizontal and vertical force is provided by a system (frame system with shear walls)

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were according with the Algerian Standards (CBA.93 et RPA99 version 2003)

The dynamic studies were carried out using the (SAP2000) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

Sommaire

Introduction Géneral :.....1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :.....2
I.2. Implantation de l'ouvrage :.....2
I.3. Classification de l'ouvrage :.....2
I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....3
I.4.1. Dimensions en élévation.....3
I.4.2. Dimensions en plan.....3
I.5 . Caractéristiques du sol :.....3
I.6. Description de la structure :.....3
I.6.1. Systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99 v2003].....3
I.6.2. Planchers :.....3
I.6.3. Maçonnerie :.....3
I.6.4. L'acrotère :.....3
I.6.5. Escaliers :.....4
I.6.6. Ascenseur :.....4
I.6.7. Balcon :.....4
I.6.8. Fondation :.....4
I.7 . Caractéristiques mécaniques des matériaux.....4
I.7.1 Le Béton :.....4
1.7.2 L'acier :.....5
I.8. Hypothèses De Calcul :.....6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction :.....7
II.2. Pré dimensionnement.....7
II.2.1. Pré dimensionnement des Plancher.....7
II.2.1.1. Plancher à corps creux.....7
II 2.1.2 Plancher à dalle pleine :.....8
II.3. Evaluation des Charges et surcharge :.....9
II .3.1. Plancher terrasse inaccessible :.....9

II.3.1.1. Planche à corps creux : 9
II .3.2. Plancher étage courant : 11
II .3.2. 1. Plancher à corps creux : 11
II .3.3. Maçonnerie : Référence DTR B.C 2.2 12
II .3.4. Charges d'exploitation : 12
II.3.5.Pré dimensionnement des poutres : 13
II.3.6.Pré dimensionnement des poteaux : 14
II .3.6.1.Décente des charges : 14
II .3.6.2 .Le choix de poteau le plus sollicité (F - 3) 15
II .3.6.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : 15
II .3.6.4. Détermination de l'effort normal ultime : 16
II .3.6.5.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] : 17
II .3.7. PREDIMENSINNEMENT DES VOILES : 18
II.4. Conclusion : 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction : 19
III.2. L'acrotère : 19
III.2.1. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations : 19
III.2.2. Calcul du ferraillage l'acrotère : 19
III.2.3. la vérification des contraintes à l'ELS : 19
III.3. Les poutrelles : 20
III.3.1 Détermination du nombre d'étaiements : 20
III.3.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles: 22
III.3.2.1. Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse: 22
III.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse : 22
III.3.2.3. Calcul du f ferraillage de la poutrelle du plancher étage courant : 23
III.3.2.4. vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant : 23
III.4. L'escalier : 24
III.4.1. dimensionnement : 24
III.4.1.1. Dimensions des marches et contre marches : 24
III.4.1.2.Détermination de l'épaisseur de l'escalier: 25
III.4.2 Evaluation des charges et surcharge : 25
III.4.1. Ferraillage de l'escalier 26
III.5. Dalle machine 27

III.5.1. Introduction 27
III.5.2. Prédimensionnement 28
III.5.3. La charge permanente et la charge d'exploitation 29
III.5.4. Calcul des sollicitations : 29
III.5.5. Calcul du ferraillage : 30
III.5.6. Vérification au poinçonnement 32

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction : 33
IV.2. Objectif de l'étude dynamique : 33
IV.3. Modélisation de Structure : 33
IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure : 34
IV.4.1. Centre de masse : 34
IV.4.2. Centre de torsion : 36
IV.4.3. Excentricité : 37
IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) : 37
IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : 38
IV.5. Choix de la méthode de calcul : 39
IV.5.1. Introduction : 39
IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale : 39
IV.5.2.1. Principe de la méthode : 39
IV.5.2.2. Modélisation : 40
IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 40
IV.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique : 42
IV.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes : 42
IV.6.2 Vérification de participation massique : 43
IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base : 44
IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement : 46
IV.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 46
IV.6.4.2. Moment de renversement : 47
IV.6.4.3. Moment stabilisant : 48
IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages: 49
IV.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$: 51
IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments : 52
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : 53

Chapitre V : Calcul des éléments résistants.

V.1. INTRODUCTION : 55
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 55
V.2.1. Introduction : 55

V.2.2. Recommandation des règlements : 56
V.2.2.1. Recommandations du R.P.A99v2003 : 56
V.2.2.2. Recommandations du CBA93 : 57
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires à l'ELU : 57
V.2.3.1 Poutres principales (30x40) : 57
V.2.3.2. Poutres secondaires (30x35) : 58
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 59
V.2.4.1. Poutres principales (30 x 40) : 59
V.2.4.2. Poutres secondaires (30x35) : 59
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 60
V.2.6. Calcul des armatures transversales : 60
V.2.7. Vérification de la flèche des poutres : 61
V.2.8 . Schéma de ferraillage des poutres : 62
V.2.8.1. Poutre principale : 62
V.2.8.2 . Poutre secondaire : 62
V.3. Ferraillage des poteau : 62
V.3.1. Introduction : 63
V.3.2. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 : 63
V.3.3. Détermination des sections d'acier : 64
V.3.4. Vérification à l'Etat Limite Service : 64
V.3.5. Armatures transversales : 66
V.4. Ferraillages des voiles : 68
V.4.1. INTRODUCTION : 68
V.4.2. Les voiles pleins : 68
V.4.2.1.Armatures verticales : 69
V.4.2.2.Vérification des armatures à ELS : 70
V.4.2.3.Armatures horizontales : 71
V.4.2.4.Armatures transversales : 72
V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture : 73
V.4.3.1. Les trumeaux : 73
V.4.3.1.1. Armatures verticales : 73
V.4.3.1.2.Vérification des armatures à ELS : 73
V.4.3.1.3.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux : 74
V.4.3.2. Les linteaux : 74
V.4.3.2.1.Recommandation du RPA99v2003 : 74
V.4.3.2.2.Les armatures des linteaux : 77
V.5. Conclusion : 77

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction : 78
VI.2.Type de la fondation : 78
VI.3. Reconnaissance du sol : 78
VI.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle : 79
VI.5. Les efforts normaux à base de la structure : 79

VI.6. Calcul des semelles isolées : 80
VI.6.1.Dimensionnement des semelles isolées : 80
VI.6.2 Vérification des contraintes sous la semelle a l'ELS :..... 80
VI.6.3 Vérification de poinconnement sous la semelle isolée a l'ELU..... 80
VI.6.4. Vérification du chevauchement entre les semelles :..... 81
VI.7.Calcul des semelles filantes :……..…….…….....82
VI.7.1.Dimensionnement des semelles filantes : ……..……...……82

Conclusion Géneral : 84

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers. 5
Tableau I.2: hypothèses de calcul (béton).....6
Tableau I.3 : hypothèses de calcul acier 6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II -1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. 10
Tableau II -2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 11
Tableau II -3 : Charges du mur double cloison et simple cloisons 12
Tableau II-4 : Surcharges d'exploitation. 12
Tableau II-5: pré dimensionnement des poutres. 13
Tableau II -6: calcul de l'effort N. 14
Tableau II -7: Détermination des charges permanentes. 15
Tableau II -8 : Détermination des charges d'exploitation. 16
Tableau II -9 : Détermination de l'effort normal ultime.....17
Tableau II -10: Coupe de voile en élévation. 18
Tableau. II-11: Résultat final de pré dimensionnement 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 19
Tableau.III.2 : La section d'armatures.....19
Tableau.III.3 : Vérification des contraintes. 19
Tableau.III.4 : Détermination du nombre d'étaiements.....20
Tableau.III.5 : les sollicitations max en travée et aux appuis. 21
Tableau.III.6 : La section d'armatures.....22
Tableau.III.7 : Vérification des contraintes 22
Tableau.III.8 : Vérifications préliminaires de la flèche.....22

Tableau.III.9 : Vérification de la fléche.....22
Tableau.III.10 : La section d'armatures.....23
Tableau.III.11 : vérification des contraintes 23
Tableau.III.12: Vérifications préliminaires de la flèche 23
Tableau.III.13 : Vérification de la fléche.....23
Tableau.III.14 : Dimensions de l'escalier.....25
Tableau.III.15 : Evaluation de la charge permanente du palier. 25
Tableau.III.16 : Evaluation de la charge permanente de paillasse 26
Tableau.III.17 : Moment à L'ELU et L'ELS 26
Tableau.III.18 : la section d'armatures.....26
Tableau.III.19 : Vérification des contraintes 26
Tableau.III.20: Vérifications préliminaires de la flèche. 27
Tableau.III.21 : Vérification de la fléche.....28
Tableau.III.22 : Les deux conditions.....28
Tableau.III.23 : Poids de la machine 29
Tableau.III.24 : des charges de la dalle 29
Tableau.III.25 : Les sollicitations de la dalle machine à l'ELU.....30
Tableau.III.26 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELS. 30
Tableau.III.27 : Ferraillage de la dalle pleine 31
Tableau.III.28 : Vérifications à L'ELS.....31
Tableau.III.29 vérification de l'ELS de déformation de la dalle machine 31
Tableau.III.30 : Vérification au non poinçonnement 32

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse.....36
Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion.....37
Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique.....38
Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle 38
Tableau IV.5.Détermination du coefficienr de comportement R.....41
Tableau IV.6: Valeurs des pénalités P_q.....41
Tableau IV. 7 : Vérification de comportement des trois premiers modes 42
Tableau IV. 8 : Coefficient de participation massique 43
Tableau IV-9: calcule de la force sismique.....46

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 46
Tableau IV-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y 47
Tableau IV-12 : calcul du moment de renversement.....48
Tableau IV-13 : calcul du moment stabilisant 48
Tableau.IV-14 : Vérification de stabilisation.....48
Tableau IV. 15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.....49
Tableau IV. 16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....50
Tableau IV-17 : Vérification de l'effet P-Δ sens X et sens Y.....52
Tableau IV-18 : Vérification de cisaillement des poutres 53
Tableau IV.19: Vérification de l'effort normal réduit.....54
Tableau IV.20: Les dimensions finales de projet.....54

Chapitre V : Calcul des éléments résistants.

Tableau V.1 : Les données de calcul ……...56
Tableau.V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 57
Tableau.V.3 : Choix des sections d'armatures des poutres principales.....58
Tableau.V.4 : vérification de ferraillage des poutres principales selon les règlements 58
Tableau.V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 58
Tableau.V.6 : Sections d'armatures choisies des poutres secondaires.....58
Tableau.V.7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements 59
Tableau.V.8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.....59
Tableau.V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements 59
Tableau.V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 60
Tableau.V.11: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 60
Tableau.V.12 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires 61
Tableau.V.13: Vérification préliminaire de la flèche des poutres.....61
Tableau.V.14: Les données de calcul.....63
Tableau .V.15: Les Armatures longitudinales des poteaux. 64
Tableau. V.16: Valeurs des contraintes à l'E.L.S 65
Tableau.V.17 : Choix des armatures transversales est leur espacement 67
Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 68
Tableau.V.19 : Les données de calcul. 70
Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.....70

Tableau V.22: Calcul des armatures horizontales……72
Tableau.V.23 : Diamètre des armatures transversales.....72
Tableau.V.24: Calcul des armatures verticales 73
Tableau.V.25 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux 74
Tableau.V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.....74
Tableau.V.27: Armatures du linteau selon le (RPA 99 v 2003) 77
Tableau.V.28: Calcul des armatures des linteaux……77

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Paramètres du sol 78
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées a l'ELS.....80
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous les semelles isolées a l'ELS. 80
Tableau.VI.4 : Vérification de poinconnement sous la semelle isolée a l'ELU 80
Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes.....82
Tableau VI.6 : Vérification de chevauchements entre les semelles 82
Tableau VI.7 : Feraillage principales 83
Tableau VI.8 : Feraillage paealléle . S.F. sous poteaux.....83
Tableau VI.9 : Armature de répartition des semelles filants 83

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Figure II.1 : schéma du plancher a corps. 8
Figure II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux 10
Figure II.3 : composants du plancher étage courant. 11
Figure II.4 : mur double cloison 12
Figure II.5 : mur simple cloison 12
Figure II.6 : Dimentionement de la poutre. 13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Ferraillage de l'acrotère 20
Figure III.2 : schématisation de la poutrelle avant coulage 20
Figure III.3 : Ferraillage des poutrelles 22
Figure III.4 : Dimensions de l'escalier. 22
Figure III.5 : Ferraillage de l'escalier 27
Figure III.6 : Dimensions de l'ascenseur 28
Figure III.7 : Calcul des sollicitations par la méthode des lignes de ruptures. 29

Chapitre IV : Etude Sismique

Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure. 34
Figure IV.2 : Disposition des voiles 35
Figure IV.3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité 39
Figure IV.4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps 44
Figure IV .5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement 47
Figure IV.6 : déplacements et déformation inter-étage suivant X 50
Figure IV.7 : déplacements et déformation inter-étage suivant Y 51

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principale……..……62
Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres principales 62
Figure V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles. 69
Figure.V.4 : Les armatures transversales et les épingles des voiles. 73
Figure.V.5: Moments et efforts tranchants dans les linteaux 76
Figure.V.6 Armatures du linteau selon le RPA 2003. 76

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 79
Figure VI.2 : Bulles de pression dans les semelles isolées 81
Figure VI.3 : Semelles filantes croisées. 82

Notations

❖ Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu

A' : Section d'acier comprimé

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'un cours d'armatures transversales

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

As1 : section d'armature inferieure en travée.

As2 : section d'armature supérieure en travée.

A's1 : section d'armature inferieure aux appuis.

A's2 : section d'armature supérieure aux appuis.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.U : Etat Limite Ultime

I : Moment d'inertie

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

Ma : Moment aux appuis à l'ELU

Mt : Moment en travée à l'ELU

Msa : Moment aux appuis à

l'ELS Mst : Moment en travée à

l'ELS N : Effort normal

N_{ser}: Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime

T : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

Cd : coefficient dynamique.

Ce : coefficient d'exposition au vent.

Cr : Le coefficient de rugosité.

❖ 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

i : Rayon de giration.

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

ct : coefficient de topographie.

qref : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

qdyn : coefficient de pression dynamique.

qj : la pression due au vent.

❖ 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.

ρ : poids volumique du béton.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations

A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Acc : Accidentelle.

Introduction Générale

Introduction générale

La conception et l'étude d'une structure dont l'architecture est extraordinaire aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance et l'exception du projet sans oublier le coté économique liée aux matériaux de construction, pour obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

L'ouvrage faisant objet de cette étude est une Tour (RDC+07 étage) unique en son genre implantée dans la wilaya d'Alger classée par le Règlement Parasismique Algérien RPA99V2003, comme une région de forte sismicité (zone III).

Ce que nous allons résoudre par la suite en procédant comme suit

- Présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception du contreventement du bâtiment, est donné en chapitre I.

- En chapitre II, nous donnons le pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.

- Le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …) fait l'objet du chapitre III.

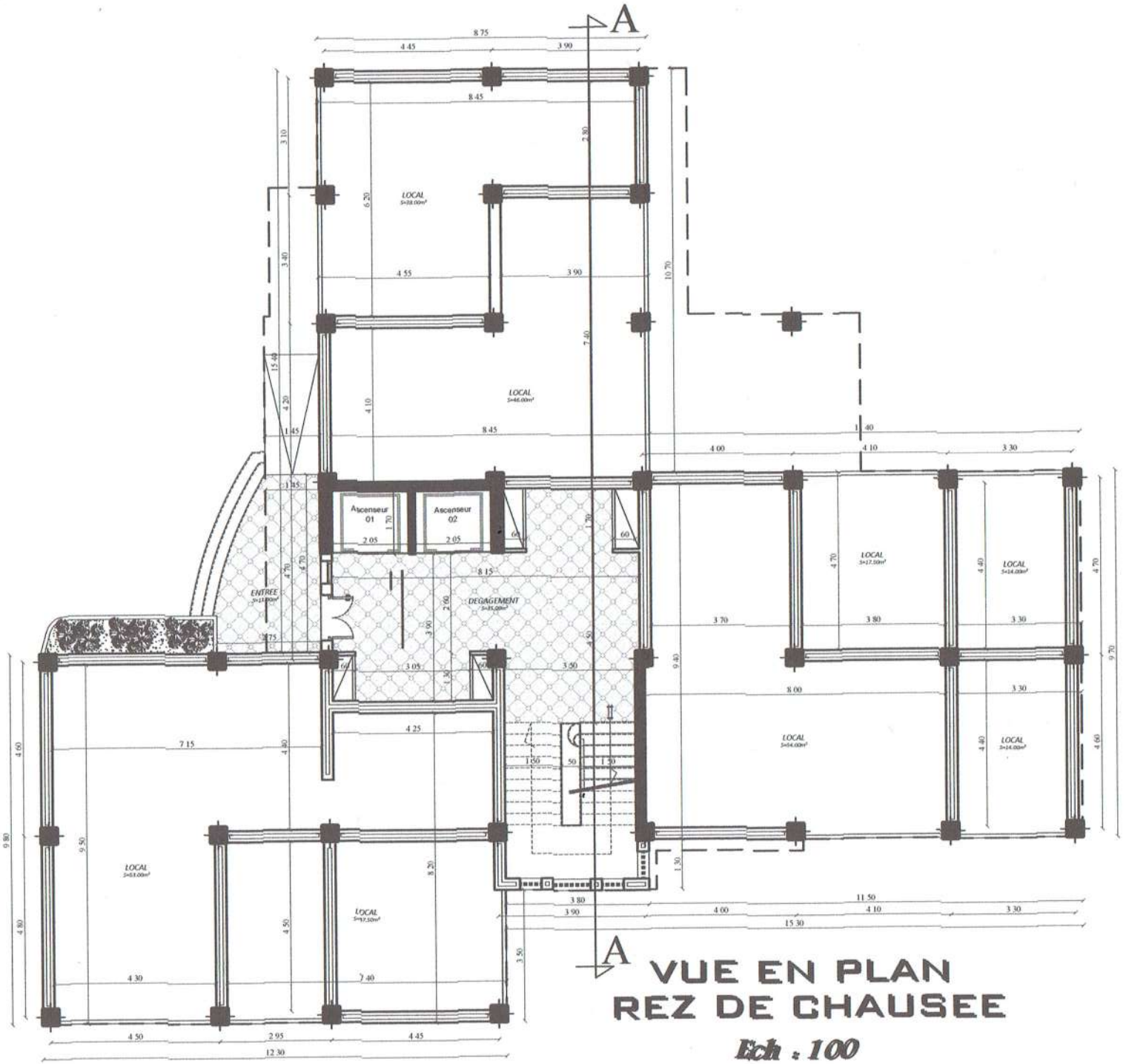
- Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure pour

l'étude dynamique, effectuée par le logiciel SAP2000 comme outil de calcul, cette étape fait l'objet du chapitre IV.

- L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage des éléments résistants de la structure en chapitre V.

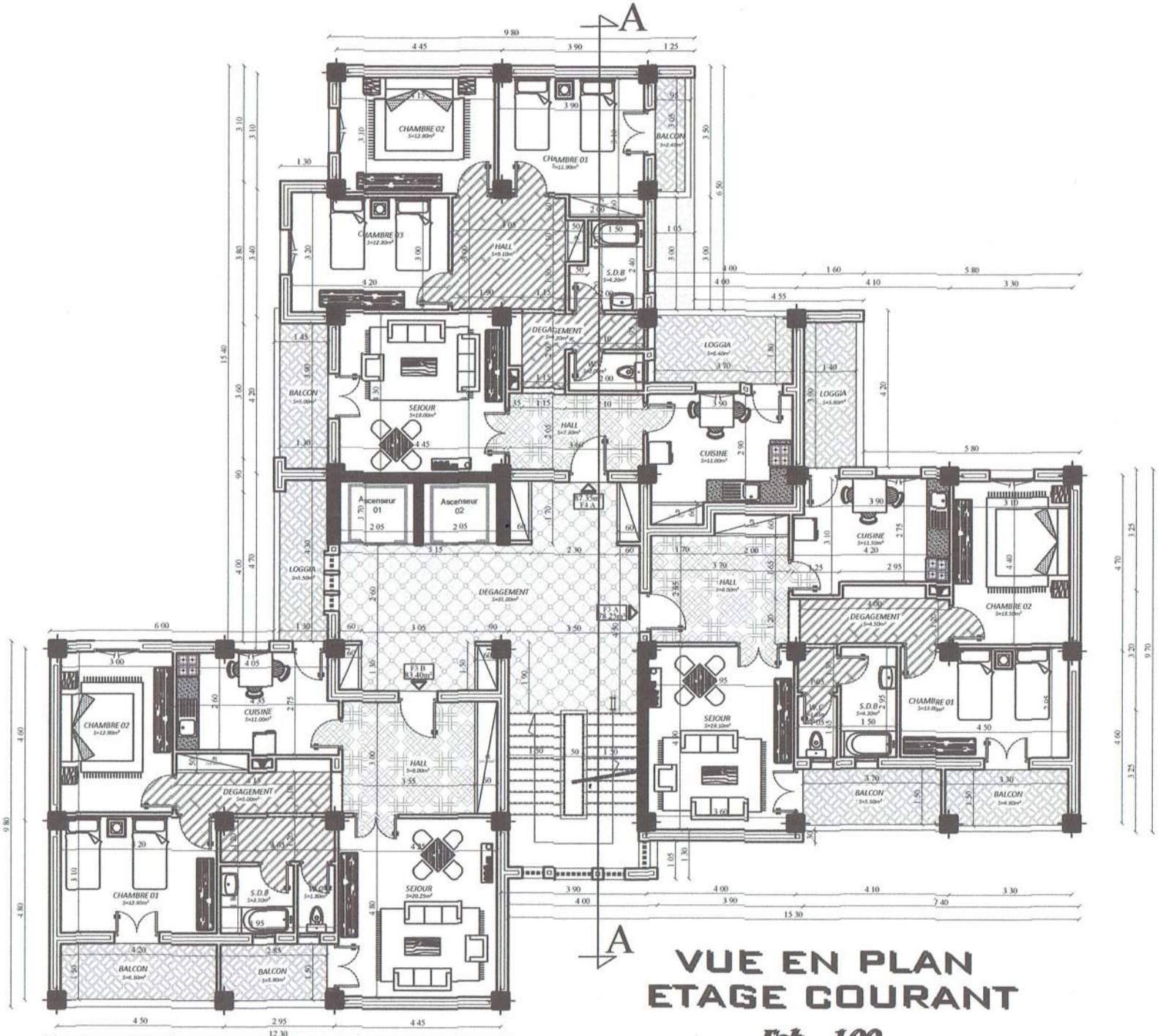
- Le chapitre VI est réservé au calcul des fondations

- En fin on terminera notre travail par une conclusion générale.



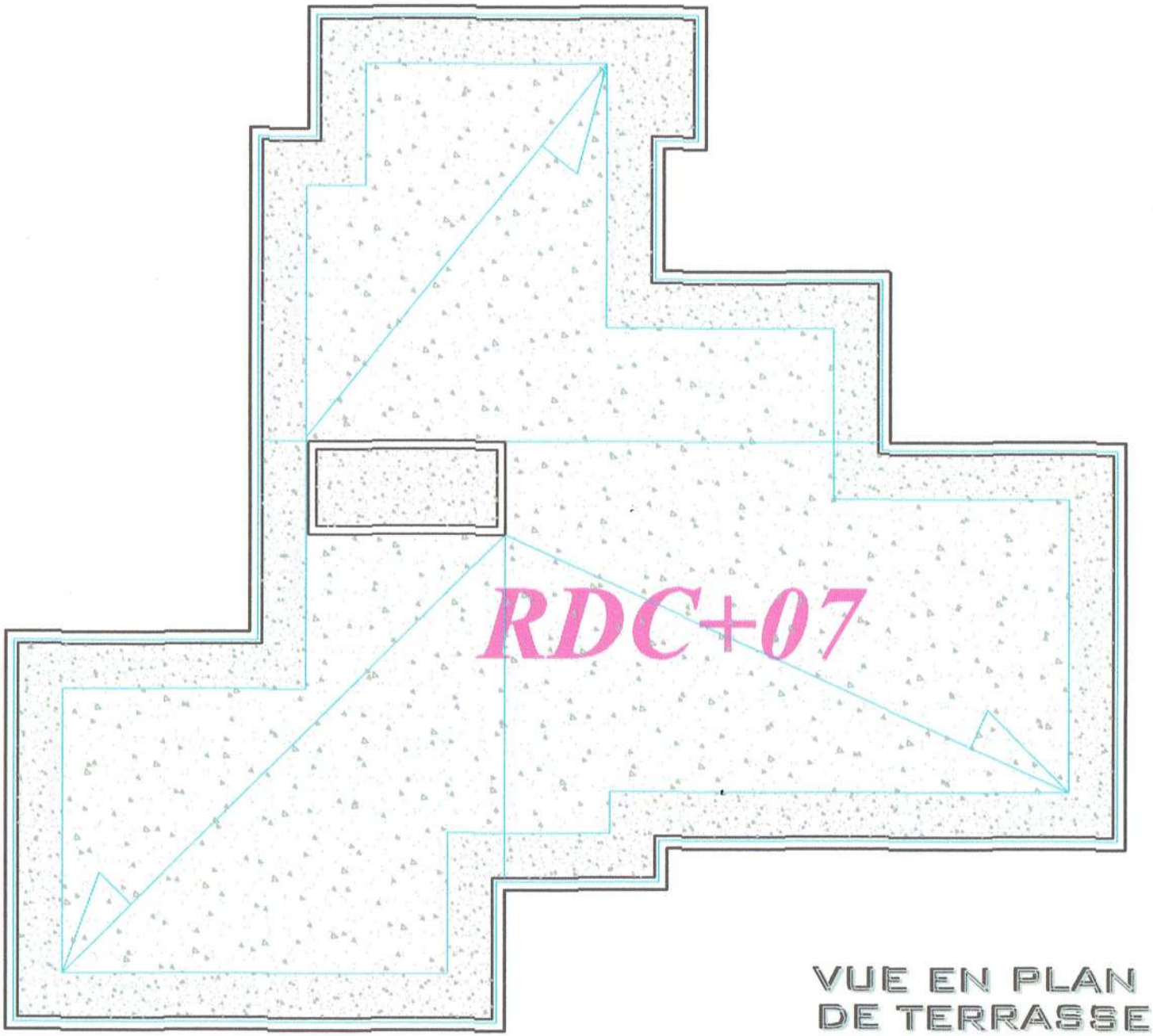
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSEE

Ech : 100



VUE EN PLAN
ETAGE COURANT

Ech . 100

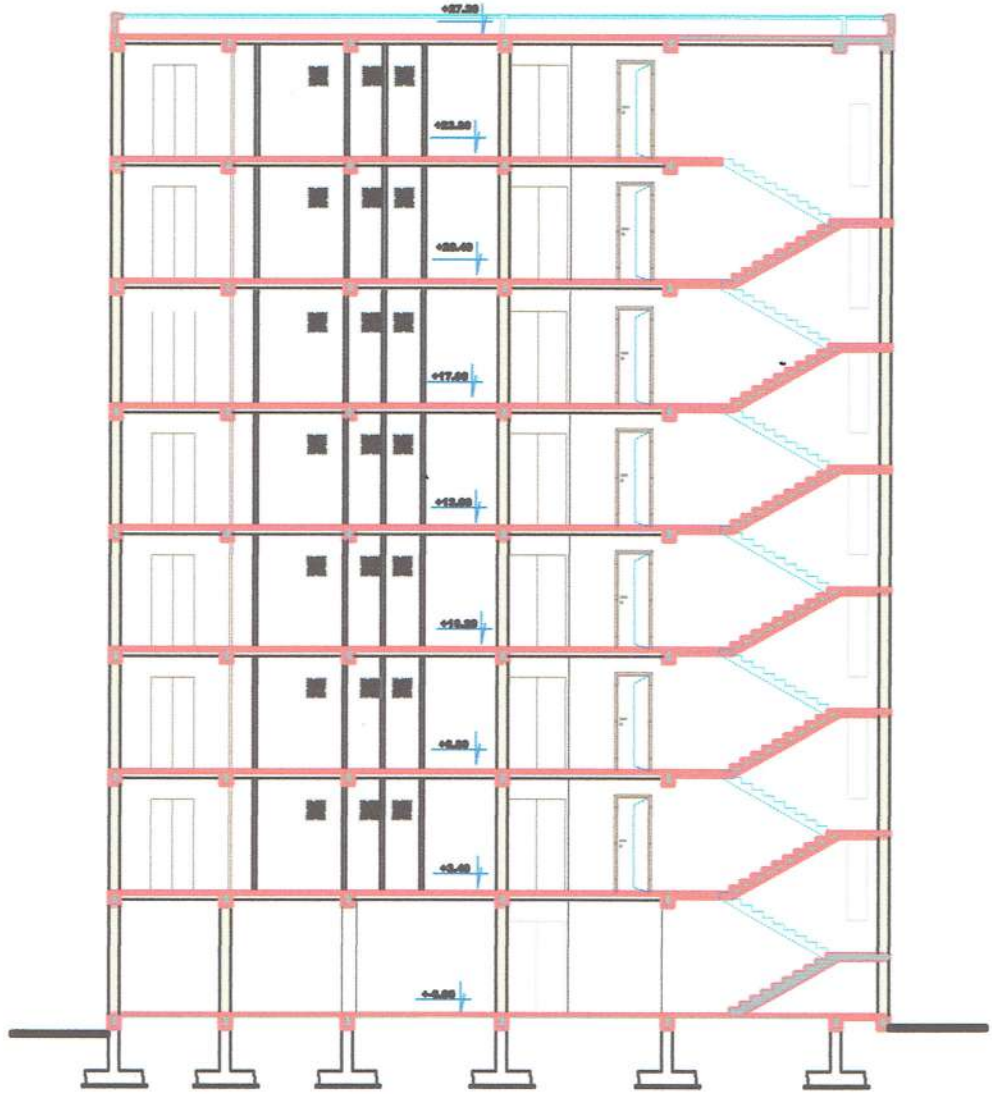


VUE EN PLAN
DE TERRASSE

Ech . 100

COUPE A-A

Ech : 1/100



COUPE A-A

CHAPITRE 1

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, par l'étude d'une ossature d'un Tour d'affaires.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage :

- ✓ L'ouvrage à étudier d'une tour d'affaires d'une (**RDC+07 étage)** , composé d'un RDC à usage commerce , et de 07 niveaux à usage Habitation . Il est implanté dans la wilaya de Alger commune sidi Youcef.

- ✓ La terrasse sera inaccessible Contient un acrotère, la relation entre les étages sera assurée par une cage d'escalier et aussi par une cage d'ascenseur pour assurer le confort des travailleurs**.**

- ✓ Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :
  - ➢ Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
  - ➢ Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
  - ➢ Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
  - ➢ Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.3.3.1]

I.3. Classification de l'ouvrage :

- ➢ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III)…….. [Art 3.1 RPA99 v2003]
- ➢ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2……[Art 3.2 RPA99 v2003]
- ➢ Le site est considéré comme. S3……..[Art 3.3 RPA99 v2003]

I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

➢ I.4.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment :…….. Ht=27.20m.

Hauteur d'étage courant+ RDC :……..…… H=3.40 m.

➢ I.4.2. Dimensions en plan

Sens transversal :…… L=27.60 m

Sens longitudinal :…… L=25.20 m

I.5. Caractéristiques du sol :

- Le sol d'assise de la construction est un sol ferme (**s3**) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.
- La contrainte du sol est **б sol = 1.2** bars**.**
- L'angle de frottement interne du sol **φ = 11°**
- La cohésion **C = 0.38**.

I.6. Description de la structure :

I.6.1. Systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99 v2003]

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.6.2. Planchers :

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine (Dalle Machine)

I.6.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.6.4. L'acrotère :

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

I.6.5. Escaliers :

Éléments mineurs de la structure utilisés pour faciliter les mouvements Vertical entre les étages. Pour notre cas, nous avons un type d'escalier dans ce bâtiment Escalier droite à deux volées.

I.6.6. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

I.6.7. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.6.8. Fondation :

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

I.7 . Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (RPA99 , RPA2003).

I.7.1 Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance a la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a)-Dosage du béton :

le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 350 Kg de ciment .
- 800 litres de graviers.
- 400 litres de sables.
- 175 litres d'eau.

b)-Résistance à la compression : **[ART A.2.1.1.1. CBA93]**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

le CBA 93 préconise pour j<28 jours :

Remarque:

- Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa

1.7.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction**.**

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.

Type	**Utilisation**	Désignation	Limite élastique(MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse (RL)	Armatures transvarsales	FeE22 FeE24	215 235	22 25	380 – 390 410 – 490
Barre à haute adhérence(HA)	Armatures longitudinales	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Table de compression	Ø>6mm	500	14	580

I.8. Hypothèses De Calcul :

Tableau I.2: hypothèses de calcul (béton)

La masse volumique de béton	$\boldsymbol{\rho = 2.5\ t/m3}$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
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]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	 -υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.3 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ=1x10^5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$	

Tableau I.3 : hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	$\boldsymbol{\rho = 7.85\ t/m3}$	
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	[DTR BE-2-1-ART2.1.1.1]
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II.1.Introduction :

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règlements: **RPA99**, **DTRB.2.2**, **C.B.A 93.**

Mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois Sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, ils ont pour fonction :

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

II.2.1. Pré dimensionnement des Plancher

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante:

$$\frac{L_{MAX}}{22.5} \leq h_p \leq \frac{L_{MAX}}{20}$$

C.B.A 93 (Condition de la flèche).

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis. L = 450 Cm

$$\frac{450}{22.5} \leq hp \leq \frac{450}{20}$$

$$20 \leq hp \leq 22.5$$

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 15$ cm

Donc pour vérifier les deux conditions et les exigences du marché on prend h_t=20cm

Où d= 16cm (hauteur de corps creux).

Et e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc h_t = (16 + 4) cm.

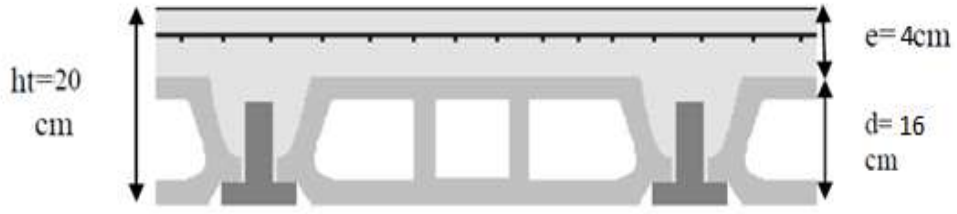


Figure II.1 : schéma du plancher a corps.

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composes d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

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 (poutres, poutrelles)

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

- **Résistance à la flexion :**

✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis des poutres. **Lx=1.90 cm**

e : épaisseur de la dalle.

Donc on a : **190/45< e < 190/40** ⟶ **4.22≤ e ≤4.75**

On adopte **e = 15 cm** à confirmer par les différentes isolations.

- **Résistance au feu**

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : **e =15 cm**

II.3. Evaluation des Charges et surcharge :

II .3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1. Planche à corps creux :

- **Forme de pent**

A. Classification des toitures-terrasses selon leurs pentes

Dans la pratique, les pentes des toitures-terrasses sont comprises entre 1 et 5% :

- pente inférieure à 1% : pente nulle
- pente comprise entre 1 et 5% : toiture plate
- pente supérieure à 5% : pente rampante

dans notre cas on a

$$\frac{\text{épaisseur}}{\text{longeur}} = 1\% \rightarrow \text{épaiseur} = 0.01 \times 14.14 = 0.14\ (\text{m})$$

Tableau II -1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Référence DTR B.C 2.2
1	Gravillon roulé de protection	0.04	17	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
4	Forme de pente	0.14	22	3.08	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
6	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
7	Film polyane	-	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-TOITURES
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8	DTR B.C.2.2 C.3-PLANCHERS
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
	G (charges permanentes)	**7.28** KN/m^2			

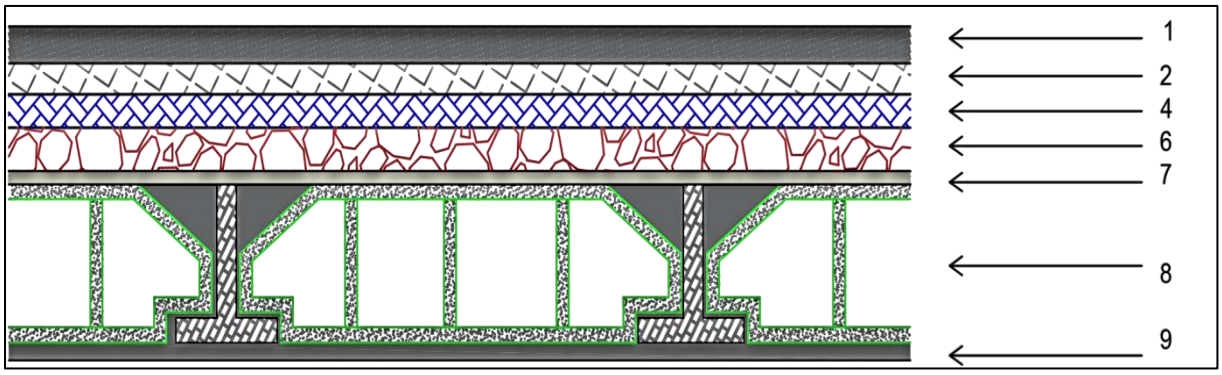


Figure II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

II .3.2. Plancher étage courant :

II .3.2. 1. Plancher à corps creux :

Tableau II -2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Référence DTR B.C 2.2
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 ANEXES VI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80	DTR B.C.2.2 C.3-PLANCHERS
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
6	Simple cloison +	0.10	16.2	1.62	DTR B.C.2.2 C.1-MACONNERIE
	G(charges permanentes)	5.96 KN/m^2			

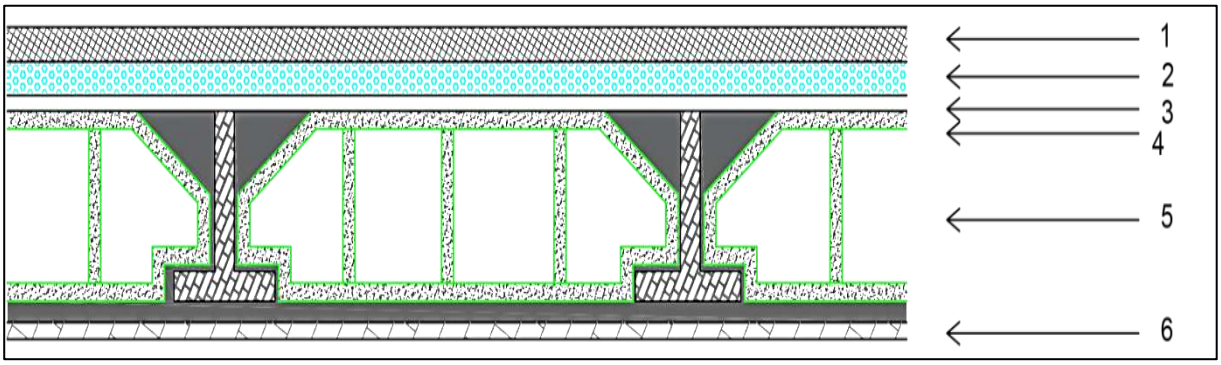


Figure II.3 : composants du plancher étage courant.

II .3.3. Maçonnerie : Référence DTR B.C 2.2

➢ **Murs extérieur (Double cloison) et Murs intérieurs (simples cloisons) :**

Tableau II -3 : Charges du mur double cloison et simple cloisons

		Référence DTR B.C 2.2	Double cloison			simples cloisons		
	Composants		Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment		0.01	18	0.18x2	0.01	18	0.18x2
2	Brique creuse		0.10	9	0.9x2	0.10	9	0.9x2
3	Lame d'aire		/	/	/	/	/	/
4	Brique creuse		0.10	9	0.9x2	/	/	/
5	Enduit en ciment		0.01	18	0.18x2	0.01	18	0.18x2
	G(charges permanentes)		**2.52 N/m^2**			**1.62 N/ m^2**		

.

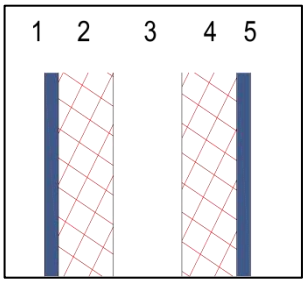


Figure II-4 : mur double cloison

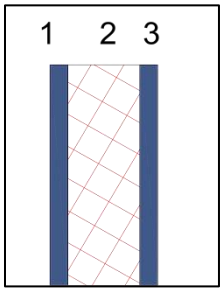


Figure II-5 : mur simple cloison

II .3.4. Charges d'exploitation :

Tableau II-4 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
7eme étage	Terrasse inaccessible	**1**	**[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]**
(1 à 7) étage	Habitation	**1.5**	
RDC	Commerce	**1.5**	

II.3.5.Pré dimensionnement des poutres :

Les conditions que doivent vérifier les dimensions sections des poutres sont celles de la flèche et celles du RPA

- b =40 ≥ 20cm (cv)
- h =40 ≥ 30 cm (cv)
- h/b = 1 ≤ 4 (cv)

$$\frac{\text{LMAX}}{20} \leq \text{hp} \leq \frac{\text{LMAX}}{16}$$

$$0.27 \times h \leq b \leq 0.36 \times h$$

Avec : L : la plus grande portée dans le sens considéré entre axes.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

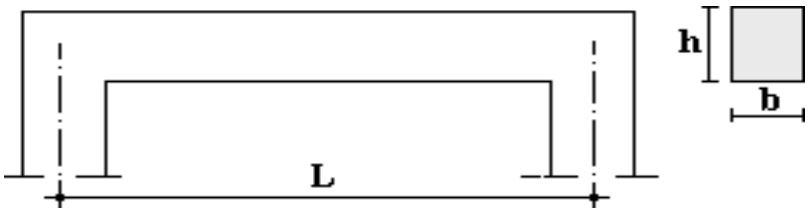


Figure II-6: Dimentionement de la poutre.

Tableau II-5: pré dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=4.80 m	L=4.50m
Pré dimensionnement	$24 \leq h \leq 30$ h=40 cm $10.80 \leq b \leq 14.40$ b=30cm	$22.5 \leq h \leq 28.125$ h=35cm $9.45 \leq b \leq 12.60$ b=30cm
Section choisir	30cm x 4cm	30cm x 35cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{40}{30} = 1.3 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$ .. cv
Conclusion	30cm x 40cm	30cm x 35cm

Conclusion :

- les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres secondaires et poutres principales suivantes :

PP (30*40) PS (30*35)

II.3.6.Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

- Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

- D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

II .3.6.1.Décente des charges :

- La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs)

Tableau II -6: calcul de l'effort N.

	(b1;h1)	L_f(m)	i=b/(√12) (m)	Λ	fc28(MPA)	B(mm²)	Br(mm²)	AS(mm²)	α	Nu adm(kN)
7	30	2.38	0.087	27.482	25	90000	88804	90	0.757	1268.086
6	30	2.38	0.087	27.482	25	90000	88804	90	0.757	1268.086
5	35	2.38	0.101	23.556	25	122500	121104	122.5	0.779	1781.127
4	35	2.38	0.101	23.556	25	122500	121104	122.5	0.779	1781.127
3	35	2.38	0.101	23.556	25	122500	121104	122.5	0.779	1781.127
2	40	2.38	0.115	20.611	25	160000	158404	160	0.795	2375.908
1	40	2.38	0.115	20.611	25	160000	158404	160	0.795	2375.908
RDC	40	2.38	0.115	20.611	25	160000	158404	160	0.795	2375.908

II .3.6.2 .Le choix de poteau le plus sollicité (F - 3)

- Surface total du plancher : $S_t = 16.3125\ m^2$
- Surface du plancher seulement : $S_p = 18.8325\ m^2$

II .3.6.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

a. Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c)}}$ = poids de plancher terrasse × $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b × h × L × poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b × h × he × poids volumique du béton armé

- Poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3

Tableau II -7: Détermination des charges permanentes.

	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp(KN)	G ps(KN)	G(KN)	G cum(KN)
terrasse	104.400	7.650	14.400	11.813	138.2625	138.263
6	97.223	7.650	14.400	11.813	131.085	269.348
5	97.223	10.413	14.400	11.813	133.8475	403.195
4	97.223	10.413	14.400	11.813	133.8475	537.043
3	97.223	10.413	14.400	11.813	133.8475	670.890
2	97.223	13.600	14.400	11.813	169.842	807.925
1	97.223	13.600	14.400	11.813	137.035	944.96
RDC	97.223	13.600	14.400	11.813	137.035	1081

b. 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 $n \geq 5$.
Cette équation est donnée par **[ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.
n: Nombre d'étage.
Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Tableau II -8 : Détermination des charges d'exploitation.

étage	Q		Q plancher	Q(KN)	N	3+n/2n	Q (KN)	Q cum (kN)
terrasse	Q0	18.833	1	18.83	0		18.833	18.833
6	Q1	18.833	1.5	28.25	1	1	28.249	47.081
5	Q2	18.833	1.5	28.25	2	0.95	26.836	73.918
4	Q3	18.833	1.5	28.25	3	0.9	25.424	99.341
3	Q4	18.833	1.5	28.25	4	0.85	24.011	123.352
2	Q5	18.833	1.5	28.25	5	0.8	22.599	145.951
1	Q6	18.833	1.5	28.25	6	0.75	21.187	167.138
RDC	Q7	18.833	1.5	28.25	7	0.714	20.178	187.316

II .3.6.4. 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= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II -9 : Détermination de l'effort normal ultime.

étage	G_{cum}(KN)	Q_{cum} (kN)	Nu	1,1*Nu	Nu(kN) adm	Vérification
terrasse	138.263	18.833	214.903	236.3934	1268.086	OUI
6	269.348	47.081	434.241	477.6651	1268.086	OUI
5	403.195	73.918	655.190	720.7086	1781.127	OUI
4	537.043	99.341	874.019	961.4215	1781.127	OUI
3	670.890	123.352	1090.731	1199.804	1781.127	OUI
2	807.925	145.951	1309.627	1440.589	2375.91	OUI
1	944.960	167.138	1526.404	1679.044	2375.91	OUI
RDC	1081.995	187.316	1741.67	1915.83	2375.91	OUI

II .3.6.5.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

Pour la zone III on a :

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 ⇨ Min (30, 30) ≥ 30 ……. Condition vérifiée.
- Min (b_1, h_1) ≥ he / 20 ⇨ Min (30, 30) =30 ≥ 3 / 20 = 15 …. Condition vérifiée.
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 ⇨ 1/4 < (30 / 30) =1 < 4……..…Condition vérifiée.

Toutes ces conditions sont vérifiées.

II .3.7. PREDIMENSINNEMENT DES VOILES :

Sont considéré comme voile les éliment satisfaire à la condition $L \geq 4a$

Avec : **L** : la longueur de voile **a** : épissure de voile

- Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par **(L'article 7.7)** de RPA 99 versions 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

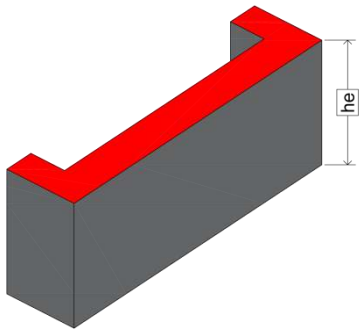
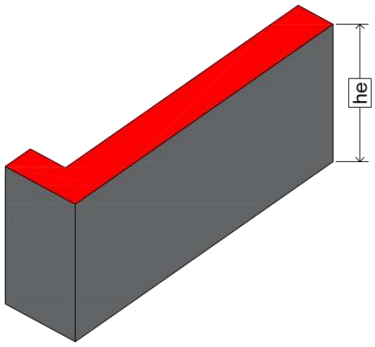
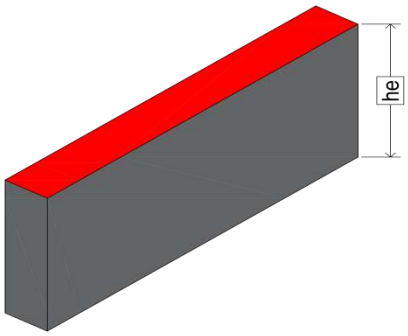
D'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : L≥4a. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : **L**: longueur de voile.

a: épaisseur du voile.

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

Tableau II-10 : Coupe de voile en élévation.

		
a ≥ he/25	a ≥ he/22	a ≥ he/20
he : Hâture libre d'étage	he = h étage – h ps	

a ≥ (15, he/25 , he/22 ,he/20).

- ✓ he=(3,40-0.35)=3.05m

a ≥ max (15cm; 305/22) ⇒ a ≥15 cm

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : a= 15 cm sur toute la hauteur de la structure.

II.4. Conclusion :

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

Tableau. II-11: Résultat final de pré dimensionnement

L'élément		Section
Plancher		e =(16+4) cm
Dalle pleine		e =15 cm
Poutre principales		h =40 cm b =30 cm
Poutre secondaires		h =35 cm b =30 cm
Poteaux	RDC+1ére +2eme étage	(40*40) cm
	3ére +4eme étage+5ére	(35*35) cm
	6eme étage+7ére	(30*30) cm
Voile de contreventement		**a=15cm**

CHAPITRE III

Calcul des Elément Secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère :

Son calcul est en flexion composée

II.2.1. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations :

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

G = 1.875 kN/ml	ELU	
	Effort normal	N_u= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 kN
	Moment	M_u = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
	Effort trenchant	T_u = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	ELS	
	Effort normal	N_{ser}= G= 1.875 kN
	Moment	M_{ser} =Qxh=1x0.6=0.6 kN
	Effort trenchant	/

III.2.2. Calcul du ferraillage l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau .III.2 : La section d'armatures.

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
A= 4.4 cm^2	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm^2			St= 15 cm
A_{rep} = 1.375 cm^2	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01 cm^2			St= 15 cm

III.2.3. la vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau .III.3 : Vérification des contraintes.

Vérification des contraintes à L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b= 0.34 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifiée		τ= 0.02 Mpa	τ_{adm}=1.16 Mpa	Vérifiée
σ_S = 2.16 Mpa	$\sigma_{S'}$= 2.64 Mpa	σ_{adm}=201.63 Mpa	vérifiée			

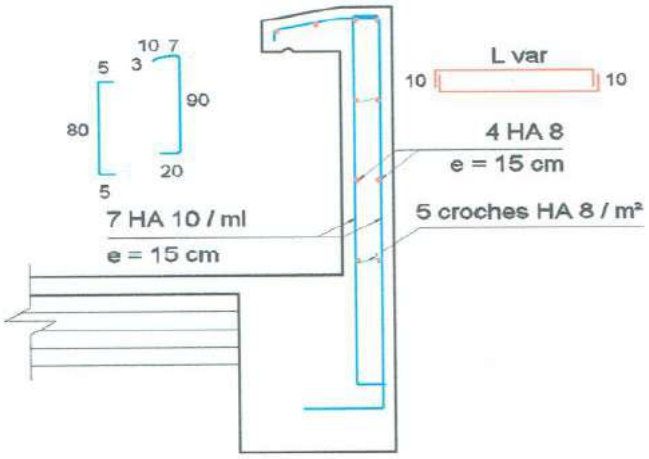


Figure III.1 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1 : avant coulage
- Etape 2 : après coulage

a. Etape 1 : Avant coulage

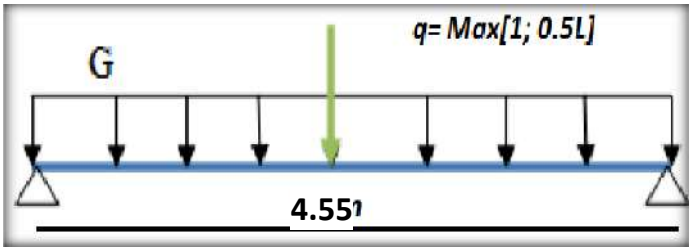


Figure III.2 : schématisation de la poutrelle avant coulage

III.3.1 Détermination du nombre d'étaiements :

Tableau III.4 : Détermination du nombre d'étaiements.

N_{bre} d'étaiements	Longueur de travée	G(kN/m)	Q(kN)	f_G(mm)	f_Q(mm)	f(mm) f_G+f_Q	$\overline{f}$(mm)	$f \leq \overline{f}$
0	4.55	0.72	2.275	8.82	21.68	30.5	9.1	Non vérifiée
1	2.27	0.72	1.137	12.09	13.45	25.54	4.54	Non vérifiée
2	1.13	0.72	1	0.74	1.46	2.30	2.27	Non vérifiée
3	1	0.72	1	0.04	1.01	1.05	1.13	vérifiée

❖ On doit disposer 3 étaiements.

a. Etape 2 : Après coulage.

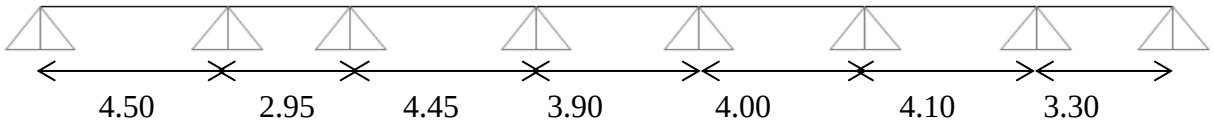
Le calcul se fait à l'aide du logiciel de calcul SAP

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

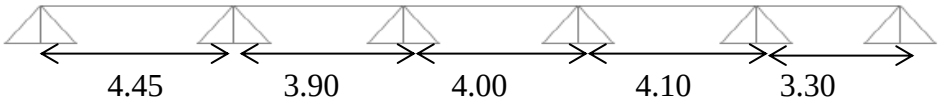
➢ 4 types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 : poutrelle à 7 travées
- Type 2 : poutrelle à 5 travées
- Type 3 : poutrelle à 3 travées
- Type 4 : poutrelle à 2 travées

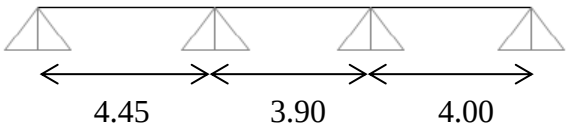
☑ Type1



☑ Type2



☑ Type3



☑ Type4

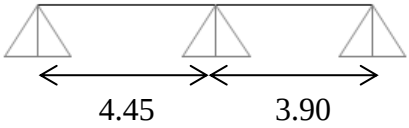


Tableau III.5 : les sollicitations max en travée et aux appuis.

	ELU				ELS		
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_0 (kN.m)	Mtser (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	M_0 (kN.m)
Plancher terrasse	8.8	14.95	18.09	11.01	6.44	-10.9	8.05
PlancherEC	8.01	-13.59	16.8	10.01	5.80	-9.84	7.25

III.3.2. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles:

III.3.2.1. Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse:

Tableau .III.6 : La section d'armatures

Plancher terrasse				
f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}=2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	σ_{sadm}=400 Mpa
En travée	A=1.4	$A_{choisir\ sup}$= 1HA10 = 0.79 cm^2		
		$A_{choisir\ inf}$= 2HA10 = 1.57 cm^2		
En appui	A= 2.9 cm^2	$A_{choisie\ sup}$=1HA10+2 ch HA12 = 3.3 cm^2		
		$A_{choisir\ inf}$ = 2HA10 = 1.57 cm^2		

III.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :

Tableau .III.7 : Vérification des contraintes

Vérification dse contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 3.8 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifie	τ= 1.29 Mpa	τ_{adm}=3.3 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 13.6 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifie			

❖ **Vérifications préliminaires de la flèche : ►► [**Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites.

Tableau III.8 *:* Vérifications préliminaires de la flèche

1ème condition			2ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{Fe}$	$\rho \leq \frac{3.6}{fe}$
0.0439	0.053	Non Vérifié	0.013	0.009	Non Vérifié

Remarque : Les 2 inégalités n'est pas vérifiée donc le calcule de la flèche f est nécessaire.avec les formules de l'Annexe D du **CBA 93**

Tableau .III.9 : Vérification de la fléche

Vérification de la fleche	f = 6.3 mm	f_{adm} = 9.1 mm	Vérifiée

III.3.2.3. Calcul du f ferraillage de la poutrelle du plancher étage courant :

Tableau .III.10: La section d'armatures

Plancher habitation				
F_{c28} = 40 Mpa	F_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	σ_{sadm}=400 Mpa
En travée	A=1.3 cm^2	$A_{choisir\ sup}$= 1HA10 = 0.79 cm^2		
		$A_{choisir\ inf}$= 2HA10 = 1.57 cm^2		
En appui	A= 3.1 cm^2	$A_{choisie\ sup}$=1HA10+2ch HA12 = 3.33 cm^2		
		$A_{choisir\ inf}$ = 2HA10 = 1.57 cm^2		

III.3.2.4. vérification des contraintes à l'ELS du plancher étage courant :

Tableau .III.11: vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_b= 3.4 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifiée	τ= 1.2 Mpa	τ_{adm}= 3.33 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 12.2 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifiée			

❖ **Vérifications préliminaires de la flèche : ►► [**Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau III.12: Vérifications préliminaires de la flèche

1ème condition			2ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{Fe}$	$\rho \leq \frac{3.6}{fe}$
0.043	0.053	Non Vérifié	0.023	0.009	Non Vérifié

Remarque: Les 2 inégalités n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche f est nécessaire.avec les formules de l'Annexe D du **CBA 93**

Tableau .III.13 : Vérification de la fléche.

Vérification de la fleche	f = 5.6 mm	f_{adm} = 9.1 mm	Vérifiée

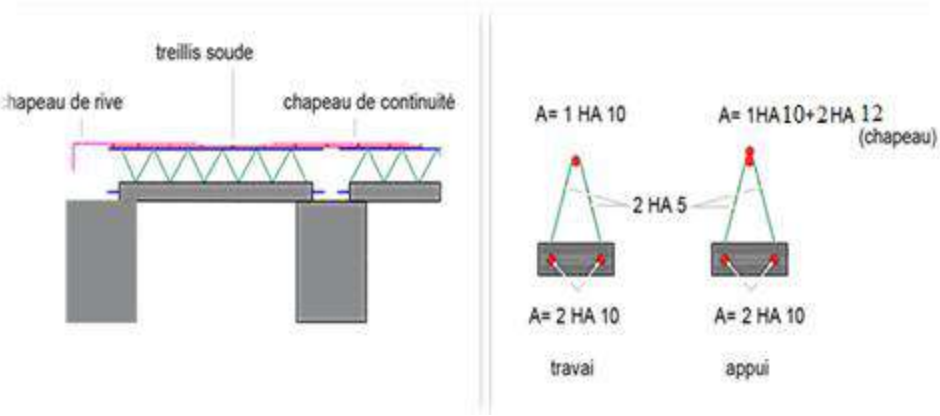


Figure III.3 : Ferraillage des poutrelles

III.4. L'escalier :

Le schéma statique de ce type est comme suit :

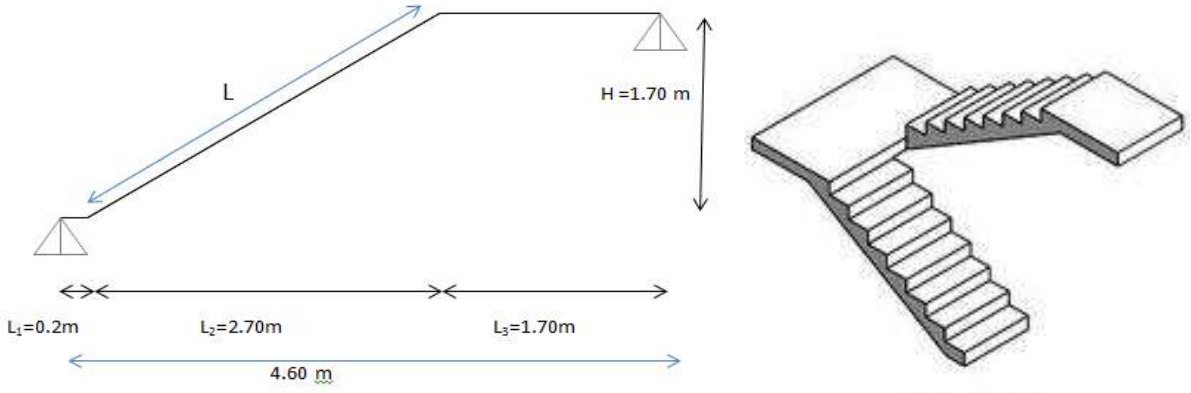


Figure III.4 : Dimensions de l'escalier.

III.4.1. dimensionnement :

III.4.1.1. Dimensions des marches et contre marches :

Nombre de contremarches n-1 = 9

Nombre de marches n = 10

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\text{cm} \qquad g = \frac{L1}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{ cm}$$

Vérification de la formule de BLONDEL :

60 cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. **(Condition vérifiée)**

III.4.1.2.Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$$tg\ \alpha = h / g \quad = 17/30 \quad = 0.5667$$

Donc : $\alpha = 29.54°$

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

$$\mathbf{L} = {}^{L2}/_{\cos(\alpha)} \quad = {}^{2.70}/_{\cos(29.54)} \quad = 3.10\ \text{m}$$

L_{max}= L1+L+l3 = 0.2+3.10+1.70 = 5 m

$L_{max}/35 \leq ep \leq L_{max}/30$

14.28≤ ep ≤ 16.67 on prend e = 18

Remarque : En prend ep =16 cm Mais après le calcul de ferraillage en trouve que la flèche ne vérifie pas donc il faut change l'épaisseur de l'escalier ou bien le ferraillage et pour un projet plus économie en augmente l'épaisseur mieux donc : ep =18cm.

Tableau III.14 : Dimensions de l'escalier

L_{max} (cm)	n contre marche	n-1marche	h (cm)	g (cm)	e_p (cm)
500	10	9	17	30	18

III.4.2 Evaluation des charges et surcharge :

- **Palier**

Tableau III.15 : Evaluation de la charge permanente du palier.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle du palier	0.18	25	4.50
Enduit en ciment	0.02	20	0.36
G = 6.20 KN/m²			

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m²

➢ **Paillase**

Tableau III.16 : Evaluation de la charge permanente de paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
lite de sable	0.03	18	0.54
Dalle du paillasse	0.172	25	**5.17**
Les marches	-	25	2.13
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G = 9 kN/m^2			

Tableau III.17 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 39.96 kN.m	M_a = -23.51 kN.m
ELS	
M_t = 28.86 kN.m	M_a = -16.98 kN.m

III.4.1. Ferraillage de l'escalier

Tableau .III.18 : la section d'armatures

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=7.9 cm^2	$A_{choisie}$= 7HA14= 10.78 cm^2		St = 15 cm
En appui	A= 4.5 cm^2	$A_{choisie}$=7HA14 = 10.78 cm^2		St = 15 cm
A_{rep} = 2.7 cm^2	$A_{rep\ choisie}$ = 7HA8 = 3.52 cm^2			St = 15 cm

Tableau .III.19 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS						
En travée	σb= 7.5 Mpa	σbadm= 15 Mpa	Vérifie	σs=196.6 Mpa	σsbadm= 400 Mpa	vérifiée
En appui	σb= 4.4 Mpa	σbadm= 15 Mpa	Vérifie	σs= 115.7 Mpa	σsadm= 400 Mpa	vérifiée
Vérification au cisaillement			τ= 0.240 Mpa		τadm= 1.16 Mpa	vérifiée

❖ **Vérifications préliminaires de la flèche : ►► [**Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau III.20: Vérifications préliminaires de la flèche.

1ème condition			2ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{20M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{2}{Fe}$	$\rho \leq \frac{2}{fe}$
0.036	0.041	Non Vérifié	0.006	0.005	Non Vérifié

Remarque :Les 2 inégalités n'est pas vérifiée donc le calcule de la flèche f est nécessaire. avec les formules de l'Annexe D du **CBA 93**

Tableau .III.21 : Vérification de la fléche

Vérification de la fleche	f = 8.7 mm	f_{adm} = 10 mm	vérifiée

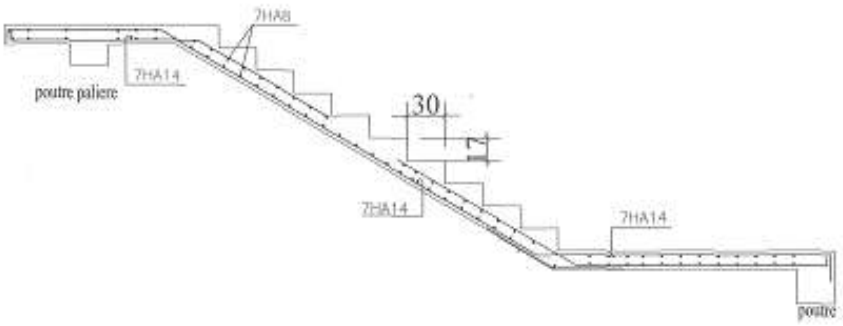


Figure III.5 : Ferraillage de l'escalier

III.5. Dalle machine

III.5.1. 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 ainsiqu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- La dalle supportant la machine
- Les cabines d'ascenseur

III.5.2. Prédimensionnement

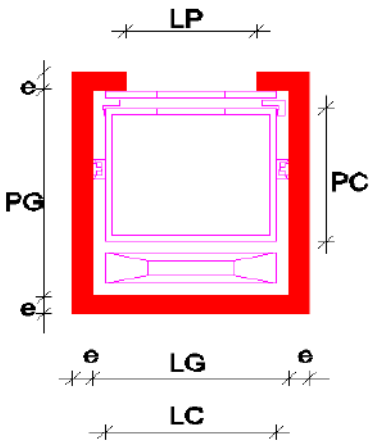


Figure III.6 : Dimensions de l'ascenseur

pour un ascenseur de 08 personnes ; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine : Lc = 1.60m
-Profondeur de la cabine : Pc = 1.60m
-Largeur de la gaine : L_G = 2.25-0.15=2.10m
-Profondeur de la gaine : P_G =2-0.15=1.85m
-Hauteur de la cabine : Hc = 2.20m
-Largeur du passage libre : Lp = 0.80m
-Hauteur du passage libre : Hp = 2.00m
-Epaisseur de voile : e = 15cm

Nous avons deux conditions à vérifier

- Résistance à la flexion
- Condition de l'E.N.A (entreprise nationale de l'ascenseur)

Tableau III.22 : Les deux conditions

Résistance à la flexion	$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40}$	$4.22 \leq e \leq 4.75$
Condition de l'E.N.A	$e \geq 25$ cm	on prend	e=25 cm
Poids propre de la dale	G1 = 0.25 x 25 = 6.25 kN/m^2		

III.5.3. La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau III.23 : Poids de la machine

P (kN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3
G2=∑ **p = 48.8 Kn**						

$$\mathbf{G2=\sum\frac{p}{s}=\frac{poids}{surface}=\frac{48.8}{1.60\times1.60}=19.06\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{G=G1+G2=19.06+6.25=23.31\ KN/m^2}$$

Q=∑$\frac{P}{S}$ = $\frac{poids}{surface}$ = Nembre de personne x 0.75 / Surface =8x0.75 = 6 kN/m^2

Tableau III.24 : des charges de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu =1.35G + 1.5 Q	Ps= G+Q
25.31	6	43.17 KN/m^2	31.31 KN/m^2

III.5.4. Calcul des sollicitations :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 4côtés.

On a : ρ=$\frac{Lx}{Ly}=\frac{2}{2.25}=0.88>0.4$

- donc la dalle travaille suivant deux directions.
- Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture

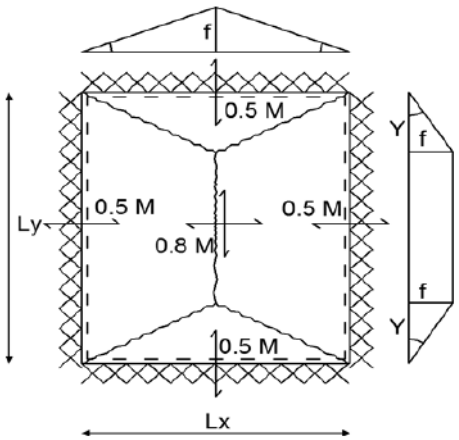


Figure III.7 : Calcul des sollicitations par la méthode des lignes de ruptures.

- **travail externe:** T ext = q f (2.25 – 2/3 y)
- **travail interne :** T int = Mf ((8/y) + 12)

- Principe de travail virtuel:

$$Tint = M.l.\theta \Rightarrow T\,int = 2 \times T\,int1 + 2x\,T\,int2 \Rightarrow T\,int = Mf((8/y) + 12)$$

$$Tint = T\,ext \Rightarrow q = M\,\frac{(8/y) + 12}{2.25 - 2/3\ y}$$

Pour la fonction q(Y), M est une constante, et on pose aussi : q(Y) = U(Y)/V(Y)

$$D'où : q' = 0 \Rightarrow U'V - V'U = 0 \Rightarrow 8y^2 + 18 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.25 \Rightarrow M = 0.048\ q$$

➢ **Les sollicitations à l'ELU:**

Tableau III.25 : Les sollicitations de la dalle machine à l'ELU.

Sens	M [KN.m]	M_t[KN. m]	M_{aw}[KN. m]	M_{ae}[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
X	3.97	3.17	-1.98	-1.99	29.88	29.88
Y	3.97	3.17	-1.98	-1.99	28.77	28.77

Les efforts tranchant dans les sont calculé par les deux formules : K

$$T_x = \frac{q.lx.ly}{2lY + lx}$$

$$T_x = \frac{q.lx.ly}{3Iy}$$

➢ Les sollicitations à l'ELS :

Tableau IV.26 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELS.

Sens	M [KN.m]	M_t[KN. m]	M_{aw}[KN. m]	M_{ae}[KN. m]
X	2.54	2.03	-1.27	-1.27
Y	2.54	2.03	-1.27	-1.27

III.5.5. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.27 : Ferraillage de la dalle pleine

Fc28 = 25 Mpa		Mu =3.97 (KN.m)	Ftj= 2.1 Mpa	Fe=400 Mpa	σbadm= 15 Mpa	σsadm=400 Mpa	St (cm)
SensX	En travée	3.17	A= 1.7 cm^2	Achoisie= 7 HA 8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
	En appui	-1.99	A= 1.7 cm^2	Achoisie= 7 HA 8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
Sens-Y	En travée	3.17	A= 1.7 cm^2	Achoisie= 7 HA 8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15
	En appui	-1.99	A= 1.7 cm^2	Achoisie= 7 HA 8=3.52cm^2		Amin= 1.5 cm^2	15

Tableau III.28 : Vérifications à L'ELS

	Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
Sens X	En travée	σb= 0.5 Mpa	σbadm= 15 Mpa	Vérifie	τ= 0.139Mpa	τadm= 1.167Mpa	Vérifiée
	En appui	σb= 0.3 Mpa	σbadm=15 Mpa	Vérifie			
Sens-Y	En travée	σb= 0.5 Mpa	σbadm= 15 Mpa	Vérifie	τ= 0.131Mpa		Vérifiée
	En appui	σ_b= 0.3 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifie			

❖ **Vérification de la flèche : ►► [**Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes (Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]) :

Tableau IV.29 vérification de l'ELS de déformation de la dalle machine

1ème condition			2ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{20M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{2}{Fe}$	$\rho \leq \frac{2}{fe}$
0.125	0.039	Vérifié	2.6x10-^{3}	0.005	Vérifié

Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6. Vérification au poinçonnement

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

$$Qu \leq F\,limite = 0.0045\ Uc\ h \times {}^{fcj}/_{\gamma b}$$

Uc = (a+b +2h)

x2 Avec :

uc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen

.h : La hauteur totale du dalle.

a,b : Dimensions de la dalle.

Tableau III.30 : Vérification au non poinçonnement.

Qu (kN/m^2)	h (mm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (mm)	b (mm)	uc (mm)	F_{limite} (kN)	$Qu \leq F_{limite}$
43.17	250	25	1.5	2250	2000	9500	178125	Vérifiée

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V23, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec **8** niveaux **(RDC+7 étages)** encastrée à sa base.

Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

- La participation massique des charges est donnée comme suit :

$W= G + (\beta \times Q)$

Avec : **G** : Poids propre. **Q** : Charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération, avec : $\beta = 0,2$ (Bâtiment Habitation).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

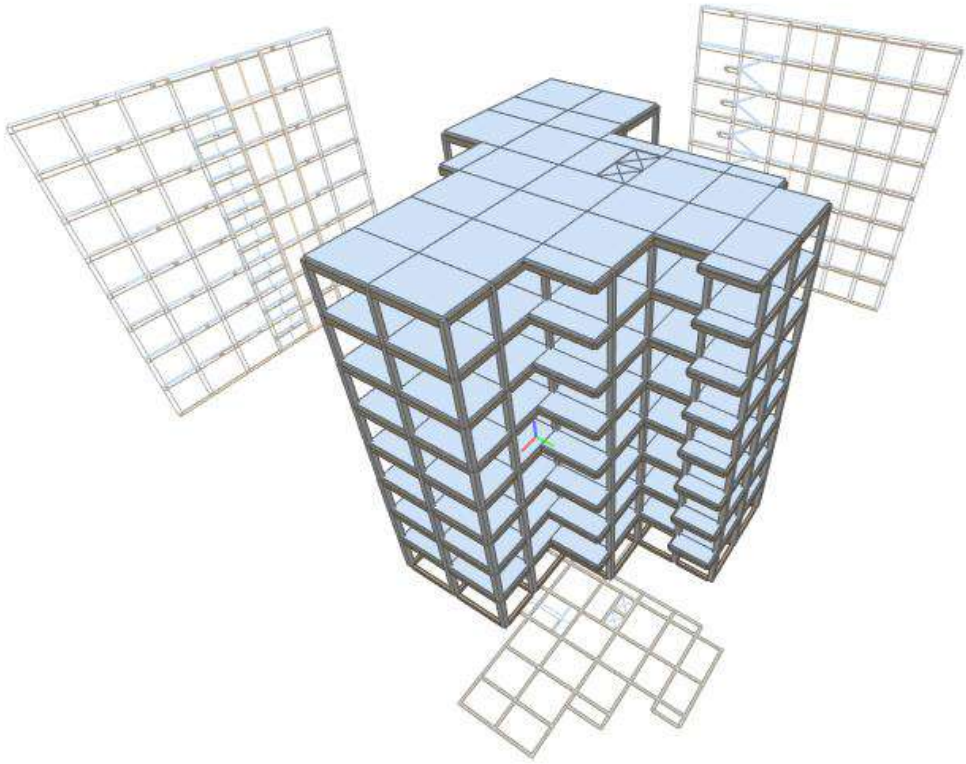


Figure IV.1. : Modèle 3D de la structure.

IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.4.1. Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

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

❖ **Disposition des voiles :**

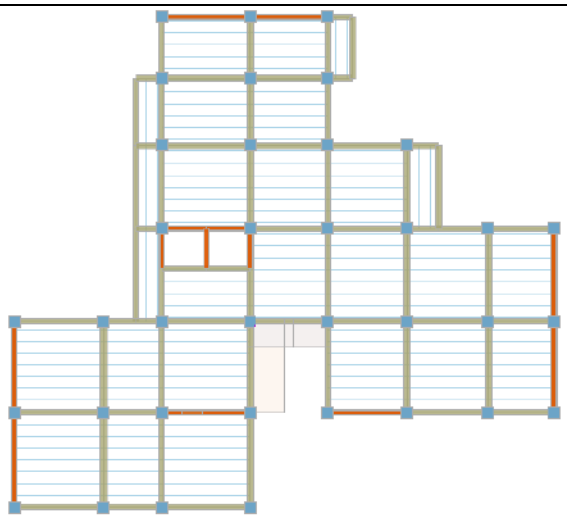
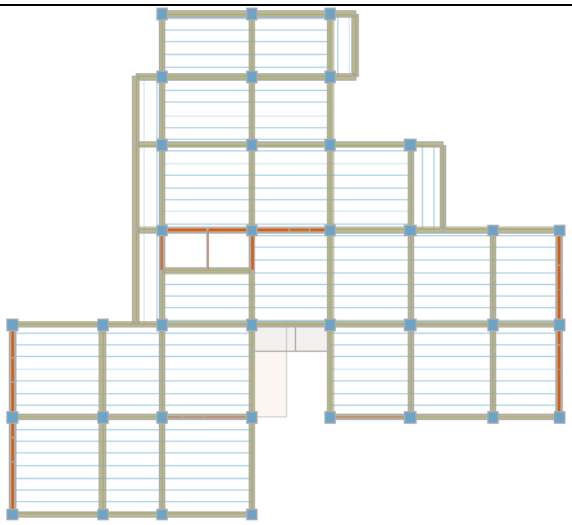
Disposition N 1 des voiles :	**Disposition N 2 des voiles :**
	

Figure .IV-2 : Disposition des voiles

Remarque :

Nous avons mis plusieurs disposions des voiles , La meilleure disposition c'était N02 puisque elle est meilleur comportement et exsentriciti et temps de retrait par a port a disposition 01

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse

Niveux	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)
3.74	3.40	6025.88	12.99	11.11
7.14	6.80	5907.58	13.08	11.08
10.54	10.20	6132.06	13.52	10.97
13.94	13.60	6215.89	13.79	11.00
17.34	17.00	5939.23	13.52	11.11
20.74	20.40	5625.01	13.10	11.11
24.14	23.80	5518.87	12.98	11.11
27.54	27.20	4674.56	12.97	11.05

IV.4.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion **R** est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

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

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	7.17E+04	1.03E+05	12.58	10.96
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	7.17E+04	1.03E+05	12.73	11.23
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	7.17E+04	1.03E+05	12.80	11.30
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	7.17E+04	1.03E+05	12.83	11.30
D_ DIAPH_ 17.00	17.00	7.17E+04	1.03E+05	12.85	11.28
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	7.17E+04	1.03E+05	12.87	11.26
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	7.17E+04	1.03E+05	12.89	11.25
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	7.17E+04	1.03E+05	12.90	11.25

IV.4.3. Excentricité : [RPA 99 V2003 Art 3.5.a.2]

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

❖ **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.08 m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.72 m

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.40	3.40	0.413	0.149	**C. V**
G_ DIAPH_ 6.80	6.80	0.347	0.150	**C. V**
F_ DIAPH_ 10.20	10.20	0.724	0.329	**C. V**
E_ DIAPH_ 13.60	13.60	0.964	0.306	**C. V**
D_ DIAPH_ 17.00	17.00	0.671	0.176	**C. V**
C_ DIAPH_ 20.40	20.40	0.225	0.149	**C. V**
B_ DIAPH_ 23.80	23.80	0.091	0.138	**C. V**
A_ DIAPH_ 27.20	27.20	0.072	0.201	**C. V**

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

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

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
Tous les niveaux	27.20	24.80	1.36	1.24

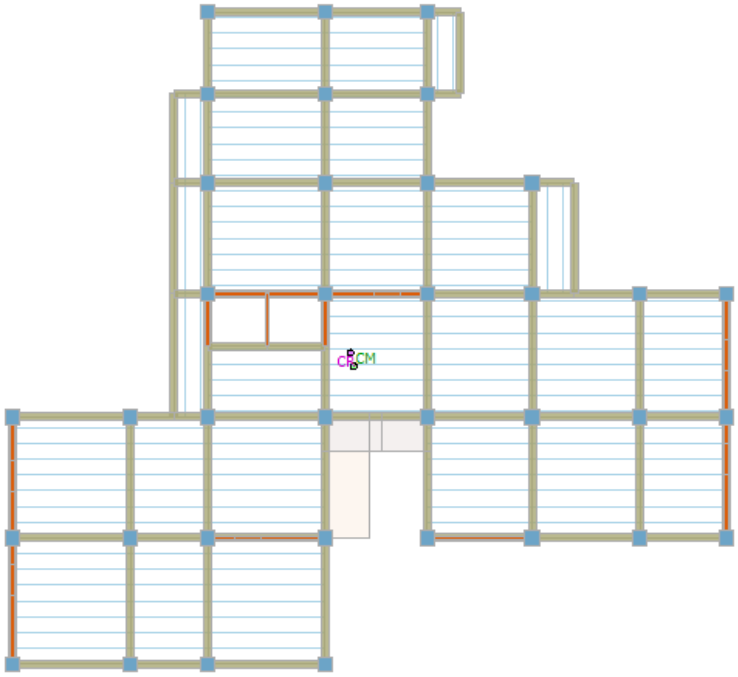


Figure .IV-3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1. Introduction :

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

- ❖ Méthode statique équivalente
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre bloc la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le **[RPA Art 4.1.2]** la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **"SAP 2000v23".**

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe de la méthode :

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 structure.

IV.5.2.2. Modélisation : [RPA2003 .Art 4.3.2]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,25

b. facteur de correction d'amortissement η :

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

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

Selon [l'article 3.4.A.3] du RPA 99v2003, le bâtiment est dans ce cas la contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontale

Donc : R =4

- Justification du coefficient de comportement R:

RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄

Tableau IV-5 : Détermination du coefficient de comportement R

Niveau	**1er**	**2éme**	**3éme**	**4éme**	**5éme**	**6éme**	**7éme**	**8éme**
$S_{étage}$ (m^2)	**381.21**	**381.21**	**381.21**	**381.21**	**381.21**	**381.21**	**381.21**	**381.21**
S_{voile} (m^2)	**36.495**	**36.495**	**36.495**	**36.495**	**36.495**	**36.495**	**36.495**	**36.495**
$\boldsymbol{Svoile/Sétage < 20\,\%}$	**9.57**	**9.57**	**9.57**	**9.57**	**9.57**	**9.57**	**9.57**	**9.57**

d. Facteur de qualité Q : [RPA**] ►► [Art 4.4] ◄◄**

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

$$Q=1+\sum P_q$$

Tableau IV.6: Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
$\sum s$			0.00	0.00
$Q=1+\sum P_q$			1.05	1.05

.

IV.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

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

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérifications des déplacements inter-étage.
6. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

1. Vérification du cisaillement des éléments.
2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

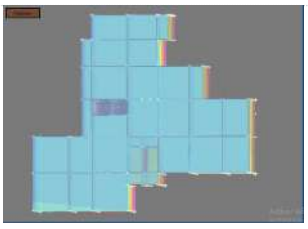
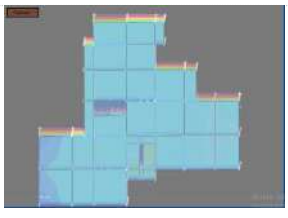
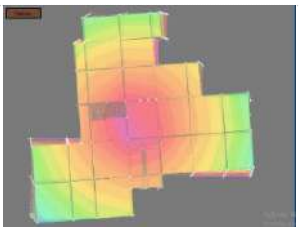
IV.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes :

RPA2003 ►► [Art 4.2.7] ◄◄ :

➢ **l'épissure des voile (e =25 cm)**

➢

Tableau IV. 7 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Modes	Mode 1 / T1 = 0.489 s	Mode 2 / T2 = 0.436 s	Mode 3 / T3 = 0.320 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	66.80	0.90	0.08
Suivant Y	0.90	65.95	0.08
Autour de Z	0.08	0.08	66.28
Graphique			
Comporteme	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4. RPA99v2003] :

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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV. 8 : Coefficient de participation massique

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	0.489	66.802	0.901	0.082
2	0.436	0.901	66.847	0.157
3	0.320	67.788	66.925	66.439
. .	. .	. .	. .	. .
43	0.061	91.038	89.04	89.237
44	0.06	92.766	89.041	89.241
. .	. .	. .	. .	. .
77	0.049	94.387	92.247	89.288
78	0.048	94.397	94.1	89.328
. .	. .	. .	. .	. .
104	0.038	97.214	94.932	89.58
105	0.037	97.215	95.157	90.744

Remarques :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 43 ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 77 ème mode suivant l'axe (Y).
La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 105 ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes totales = 105 modes.
Le Temps des modes Totales = 7.48 s.

Le Nombre des modes retenus = 105 modes.
Le Temps des modes retenus = 7.48 s.



Figure .IV-4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

La résultante des forces sismique 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{Ed}{V} > 0,8$$

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

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone A = 0,25
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

- **η : facteur de correction d'amortissement :**

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 1.08

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ **[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]**

Dx = 2.205, Dy = 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 4

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.05 ; Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2

Tableau IV-9: calcule de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.205	2.205	4	1.05	1.05	46039.075	6661.998	6661.998

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Ed (kN)	Ed /V	Ed/V ≥ 0.8
X	6661.998	6445.4705	0.967	**Oui**
Y	6661.998	6445.4705	0.967	**Oui**

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : **$Mtx = X_G.Wi$, $Mt_Y = Y_G.Wi$**

Avec :

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

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

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

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

On a :

- $Tx < 0.7\ s \rightarrow Ft = 0$

➢ $T_Y < 0.7\ s \rightarrow Ft = 0$

$$\text{Donc : } F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X \quad ; \quad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

Vx = 7596.447 **KN** , **V** $_y$ = 7596.447 **KN**

Tableau IV-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

Niveau hi	Wi (kN)	Wi*hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
3.40	6025.882	20487.999	228.220	228.220
6.80	5907.58	40171.544	223.739	223.739
10.20	6132.056	62546.971	232.241	232.241
13.60	6215.886	84536.05	235.416	235.416
17.00	5939.233	100966.96	224.938	224.938
20.40	5625.014	114750.29	213.038	213.038
23.80	5518.868	131349.06	209.017	209.017
27.20	4674.556	127147.92	177.041	177.041
		681956.792		

IV.6.4.2. Moment de renversement :

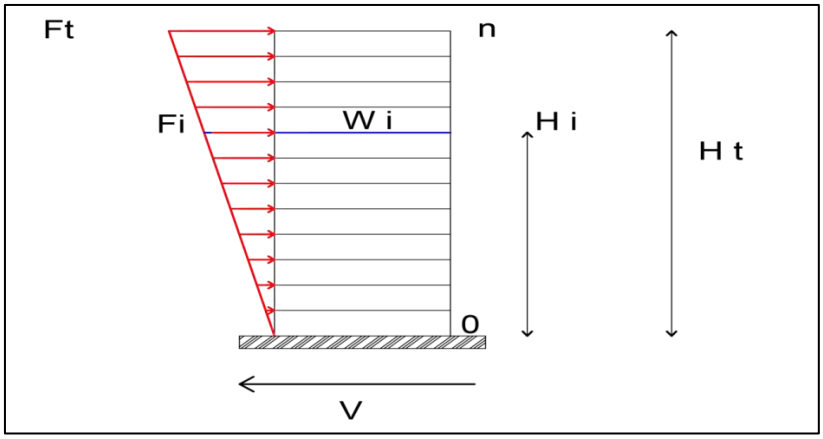


Figure. IV -5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

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

Tableau IV-12 : calcul du moment de renversement

Diaphragme N°	Niv (m)	Wi (kN)	Fxi (kN)	Fyi (kN)	Mrix (kN.m)	Mriy (kN.m)
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	4674.56	12965.48	1201.73	1201.73	32687.07
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	5518.87	13393.88	1241.44	1241.44	29546.21
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	5625.01	11701.27	1084.55	1084.55	22124.91
D_ DIAPH_ 17.00	17	5939.23	10295.76	954.28	954.28	16222.80
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	6215.89	8620.28	798.99	798.99	10866.23
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	6132.06	6378.02	591.16	591.16	6029.82
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	5907.58	4096.36	379.68	379.68	2581.82
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	6025.88	2089.19	193.64	193.64	658.38
				$\sum M_r$	120717.240	120717.240

IV.6.4.3. Moment stabilisant :

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{sx} = X_G.Wi$, $M_{sY} = Y_G.Wi$

Tableau IV-13 : calcul du moment stabilisant

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Msix (kN.m)	Msiy (kN.m)
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	4674.56	12.97	11.05	60629.04	51653.89
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	5518.87	12.98	11.11	71634.93	61314.65
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	5625.01	13.10	11.11	73687.63	62493.86
D_ DIAPH_ 17.00	17	5939.23	13.52	11.11	80298.39	65984.85
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	6215.89	13.79	11.00	85717.12	68374.79
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	6132.06	13.52	10.97	82905.45	67268.70
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	5907.58	13.08	11.08	77271.15	65455.99
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	6025.88	12.99	11.11	78276.18	66947.53
				$\sum M_S$	610419.90	509494.24

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{Mr} \geq 1.5$$

Tableau.IV-14 : Vérification de stabilisation

M_{sxi} (KN.m)	M_{syi} (KN.m)	M_{rxi} (KN.m)	M_{ryi} (KN.m)	M_{sxi}/M_{ryi}	M_{syi}/M_{rxi}	$M_{sx}/M_r \geq 1.5$	$M_{sy}/M_r \geq 1.5$
610419.90	509494.24	120717.240	120717.240	5.057	4.221	**C.V**	**C.V**

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

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages: [Art 4.4.1 RPA99v2003]

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

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

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

Selon **[RPA: Art 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser: Δ k limite = 0.01 he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV. 15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	1.851	7.404	1.132	3.4	Ok	2.33	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.568	6.272	1.156	3.4	Ok	2.38	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	1.279	5.116	1.148	3.4	Ok	2.36	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	0.992	3.968	1.108	3.4	Ok	2.28	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.715	2.86	1.016	3.4	Ok	2.09	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.461	1.844	0.868	3.4	Ok	1.79	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.244	0.976	0.644	3.4	Ok	1.33	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.083	0.332	0.332	3.4	Ok	0.68	3.5

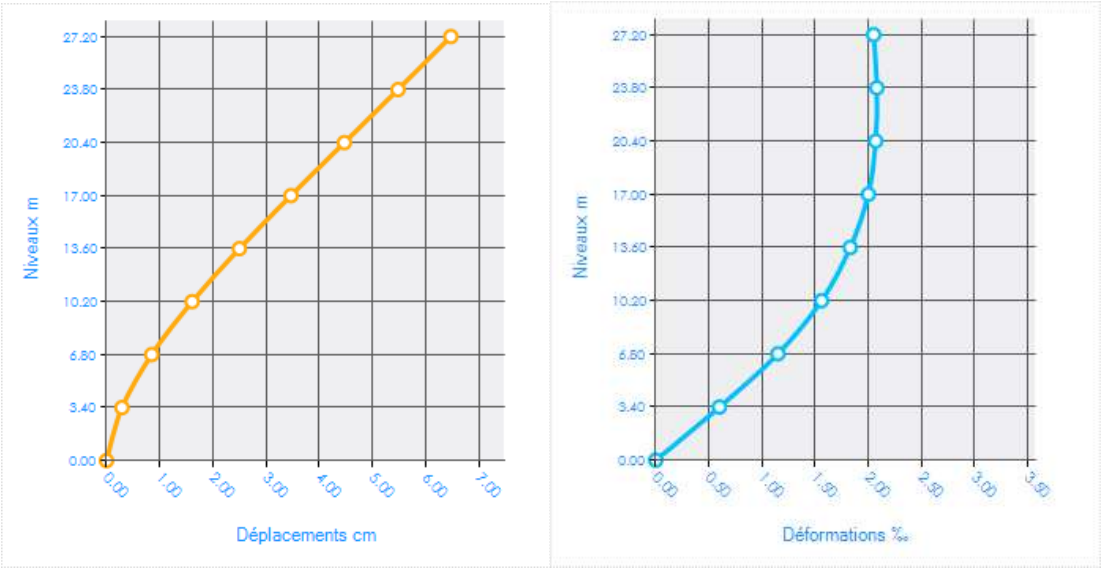


Figure. IV.6 -: déplacements et déformation inter-étage suivant X

Tableau IV. 16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.20	27.2	1.503	6.012	0.956	3.4	Ok	1.97	3.5
B_ DIAPH_ 23.80	23.8	1.264	5.056	0.964	3.4	Ok	1.98	3.5
C_ DIAPH_ 20.40	20.4	1.023	4.092	0.948	3.4	Ok	1.95	3.5
D_ DIAPH_ 17.00	17	0.786	3.144	0.904	3.4	Ok	1.86	3.5
E_ DIAPH_ 13.60	13.6	0.56	2.24	0.812	3.4	Ok	1.67	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.357	1.428	0.676	3.4	Ok	1.39	3.5
G_ DIAPH_ 6.80	6.8	0.188	0.752	0.5	3.4	Ok	1.03	3.5
H_ DIAPH_ 3.40	3.4	0.063	0.252	0.252	3.4	Ok	0.52	3.5

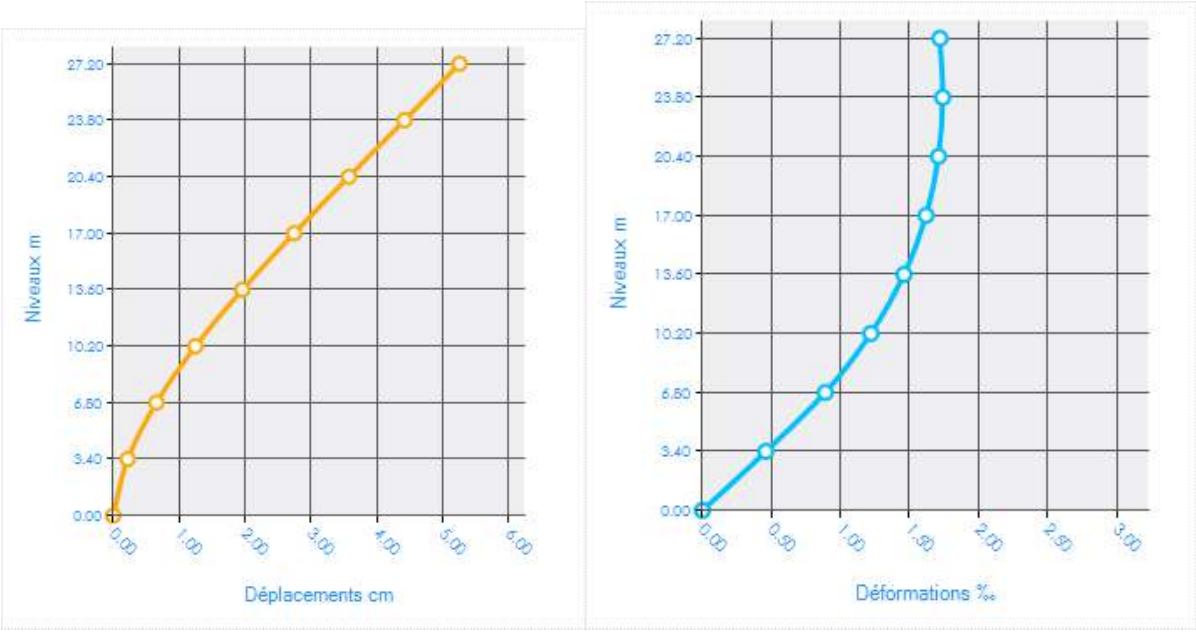


Figure. IV.7 -: déplacements et déformation inter-étage suivant Y

Commentaire :

- Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux.
- La déformation ne pas dépasser la limite élasto-plastique dans les deux directions**.**
- La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. [RPA.2003. Art 2.5.5]

IV.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.2003. ART 5.9]

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

$$\theta = P_k \Delta_k \ / \ Vk^* \ h_k \leq$$

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

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

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

Tableau IV-17 : Vérification de l'effet P-Δ sens X et sens Y

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	Θkx	Θky	Vérificaion
27.2	4674.56	1.14	0.95	127148.032	1222.37	1227.53	340	0.013	0.011	Vérifiée
23.8	5518.87	1.15	0.97	131349.106	1262.76	1268.09	340	0.015	0.012	Vérifiée
20.4	5625.01	1.15	0.95	114750.204	1103.18	1107.84	340	0.017	0.014	Vérifiée
17	5939.23	1.11	0.9	100966.91	970.67	974.77	340	0.02	0.016	Vérifiée
13.6	6215.89	1.02	0.81	84536.104	812.71	816.14	340	0.023	0.018	Vérifiée
10.2	6132.06	0.87	0.68	62547.012	601.31	603.85	340	0.026	0.02	Vérifiée
6.8	5907.58	0.64	0.5	40171.544	386.2	387.83	340	0.029	0.022	Vérifiée
3.4	6025.88	0.33	0.25	20487.992	196.97	197.8	340	0.03	0.022	Vérifiée

IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments :

- **Les poutres: [Art A.5.1 CBA93]**

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

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{Tu}{d \times b} \leq \bar{\tau}}$$

Avec :

$\bar{\tau} = min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa\right)$ …….. On une fissuration peu nuisible.

Tableau IV-18 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	T_u (kN)	Combinaison	τ (**Mpa**)	$\bar{\tau}$ (**Mpa**)	Vérification
Poutres principales	30*40	135.21	1.35G+1.5Q	1.20	3.33	**C**.v
Poutres secondaires	30*35	52.97	G+Q-Edx	0.54	4.35	**C**.v
Longrine	30*35	33.01	1.35G+1.5Q	0.34	2.5	**C**.v
Poutre Palaire	30*35	75.69	G+Q-Edx	0.78	3.26	C.v
Chénage	30*30	40.99	1.35G+1.5Q	0.5	2.5	C.v

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=4 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

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

$$\tau = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}}$$

Avec :

- N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière. $B_C = (a-2) \times (b-2)$
- f_{c28}: est la résistance caractéristique du béton.

Section des poteaux a la base (60x60)

Tableau 0.19: Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section(b*h)	N_d(KN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(60x60)	2062.30	3364.00	G + Q - Edx	0.245	c.v
Y	POT(60x60)	1917.21	3364.00	G + Q - Edy	0.228	c.v

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

Tableau IV-20 : Les dimensions finales de projet

<table>
<tr><td colspan="5">Pré dimensionnement</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">La section (cm)</td><td colspan="2">La section finale (cm)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Les poutre</td><td>Poutre principale</td><td>30x40</td><td>Poutre principale</td><td>30x40</td></tr>
<tr><td>Poutre secondaire</td><td>30x35</td><td>Poutre secondaire</td><td>30x35</td></tr>
<tr><td>Longrine</td><td>30x35</td><td>Longrine</td><td>30x35</td></tr>
<tr><td rowspan="9">Les poteaux</td><td>7 ème</td><td rowspan="2">30x30</td><td>7 ème</td><td>40x40</td></tr>
<tr><td>6ème</td><td>6ème</td><td rowspan="2">45x45</td></tr>
<tr><td>5 ème</td><td rowspan="3">35x35</td><td>5 ème</td></tr>
<tr><td>4 ème</td><td>4 ème</td><td rowspan="2">50x50</td></tr>
<tr><td>3 ème</td><td>3 ème</td></tr>
<tr><td>2 ème</td><td rowspan="3">40x40</td><td>2 ème</td><td rowspan="2">55x55</td></tr>
<tr><td>1er</td><td>1er</td></tr>
<tr><td>RDC</td><td>RDC</td><td>60x60</td></tr>
<tr><td>Les voiles</td><td>Voile</td><td>15</td><td>Voile</td><td>25</td></tr>
</table>

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

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) à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments.

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

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 : **[Art A .3.3]**
  - **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - **E.L.S :** G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 : **[Art A .5.2]**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec : G : charges permanentes.
Q : charges d'exploitations.
E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

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

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

Tableau V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14{,}2Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 348\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 18.48Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 400\ Mpa}$

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du R.P.A99v2003 :

❖ **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - ➢ 4% en Zone courante.
   - ➢ 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$\mathbf{At = 0\ ,003.\ St\ .b}$$

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ➢ $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- ➢ $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

V.2.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

- $A \geq Amin = 0.1\% \ b.h$ ……. [A. 7.1.2.1 CBA93]
- $A \geq Amin = 0.5\% \ b.h$ ……. [A. 7.5.2.1 RPA 2003]

Le diamètre des armatures transversales est :

- $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right]$ …… [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d ; 40cm]$ …… [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]

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

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires à l'ELU :

V.2.3.1 Poutres principales (30x40) :

Tableau.V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
40*30	Travée	72.98	1.35G+1.5Q	6.00	0.00	/	/
	Appui	-111.62	G+Q+Edx	/	/	0.00	9.60

Avec :

- **A_{s1}** : section d'armatures tendues en travée.
- **A_{s2}** : section d'armatures comprimées en travée
- **A'_{s2}** : section d'armatures tendues à l'appui.
- **A'_{s1}** : section d'armatures comprimées à l'appui.

Tableau.V.3 : Choix des sections d'armatures des poutres principales.

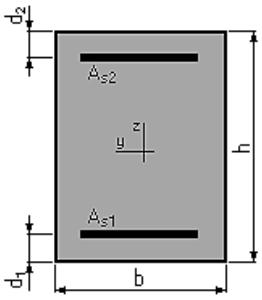
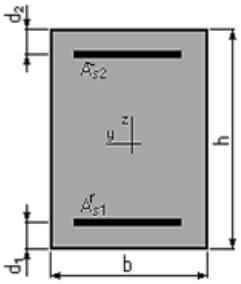
Sections d'armatures choisies			
Travée		**Appui**	
A s1(cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2(cm2)
3HA14+1chap HA14	3HA14	3HA14	3HA14+4chap HA14
6.16	4.62	4.62	10.78
			

Tableau.V.4 : vérification de ferraillage des poutres principales selon les règlements

Position	A t (cm2)	A min(CBA93) (cm2)	A min (RPA99) (cm2)	Vérification
Travée	7.39	1.35	6	**Vérifiée**
Appui	12.93	1.35	6	**Vérifiée**

V.2.3.2. Poutres secondaires (30x35) :

Tableau.V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

section	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
30*35	Appui +	56.68	**0.8G+Edx**	/	/	**0.00**	**5.90**
	Appui -	-68.91	**0.8G+Edy**	**7.3**	**0.00**	/	/

Tableau.V.6 : Sections d'armatures choisies des poutres secondaires

Sections d'armatures choisie			
Appui (+)		Appui (-)	
A s1 (cm2)	**A s2 (cm2)**	**A' s1 (cm2)**	**A' s2 (cm2)**
3HA12+4chap12	**3HA12**	**3HA12**	**3HA12+4chap HA12**
7.92	**3.39**	**3.39**	**7.92**

Tableau.V.7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Position	A totale (cm2)	A min (CBA93) (cm2)	A min (RPA99) (cm2)	Vérification
Appui	5.93	1.05	5.25	**Vérifiée**
Appui	8.31	1.05	5.25	**Vérifiée**

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ **=0,6 fc28=15 MPA**, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** :

$\overline{\sigma_s}$ **= min** $\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ ..... fissuration préjudiciable .

$\overline{\sigma_s}$ **= min** $\left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ ..... fissuration très préjudiciable .

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

V.2.4.1. Poutres principales (30 x 40) :

Tableau.V.8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

position	M ser (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Vérification
travée	53.01	**G+Q**	6.16	4.62	8.7	/	/	15	**Vérifiée**
appui	-78.89	**G+Q**	4.62	10.78	8.3	/	/	15	**Vérifiée**

V.2.4.2. Poutres secondaires (30x35) :

Tableau.V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

position	M ser (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Vérification
Travée	28.2	G+Q	3.39	7.92	5.3	/	/	15	**Vérifiée**
Appui	-33.22	G+Q	7.92	3.39	5.4	/	/	15	**Vérifiée**

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : [CBA93 Art A.5.1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poutre .

d: Hauteur utile de la section du poutre .

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ **Selon le RPA 2003 :**

➢ $\bar{\tau}u = Min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} \ , \ 5\ MPA\right)$ ……Fissuration peu nuisible.

➢ $\bar{\tau}u = Min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} \ , \ 4\ MPA\right)$……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau.V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Poutre	T_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
(40*30)	**129.23**	**1.35G+1.5Q**	**1.14**	**3.33**	**Vérifiée**

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

Poutre	T_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
(35*30)	**66.92**	**G+Q+Edx**	**0.68**	**3.33**	**Vérifiée**

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

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

➢ **D'après RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2] Zone nodale**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

➢ **D'après CBA 93 : Zone courante**

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

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

Tableau.V.12 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003		St adopté			
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP 30x40	**1.14**	33.75	0.10	10	15	1.10	10	20	3HA8=1.51
PS 30x35	**0.68**	29.25	0.88	10	15	0.83	10	20	3HA8=1.51

V.2.7. Vérification de la flèche des poutres :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

Tableau.V.13: Vérification préliminaire de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30*40	0.085	0.063	**Vérifiée**	0.085	0.072	**Vérifiée**	0.0083	0.0105	**Vérifiée**
Ps30*35	0.083	0.063	**Vérifiée**	0.082	0.072	**Vérifiée**	0.0087	0.0105	**Vérifiée**

Remarque : Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.8 . Schéma de ferraillage des poutres :

V.2.8.1. Poutre principale :

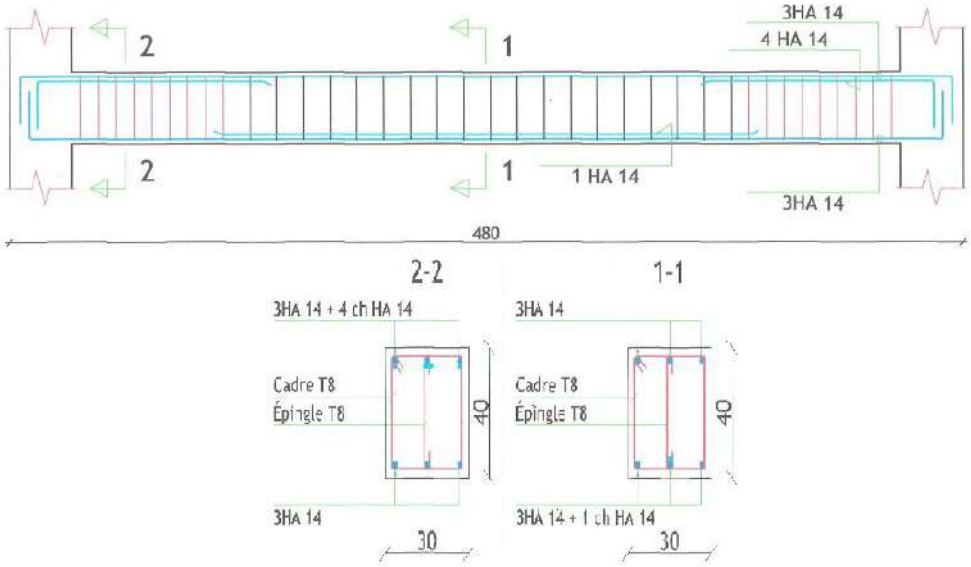


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principale

V.2.8.2 . Poutre secondaire :

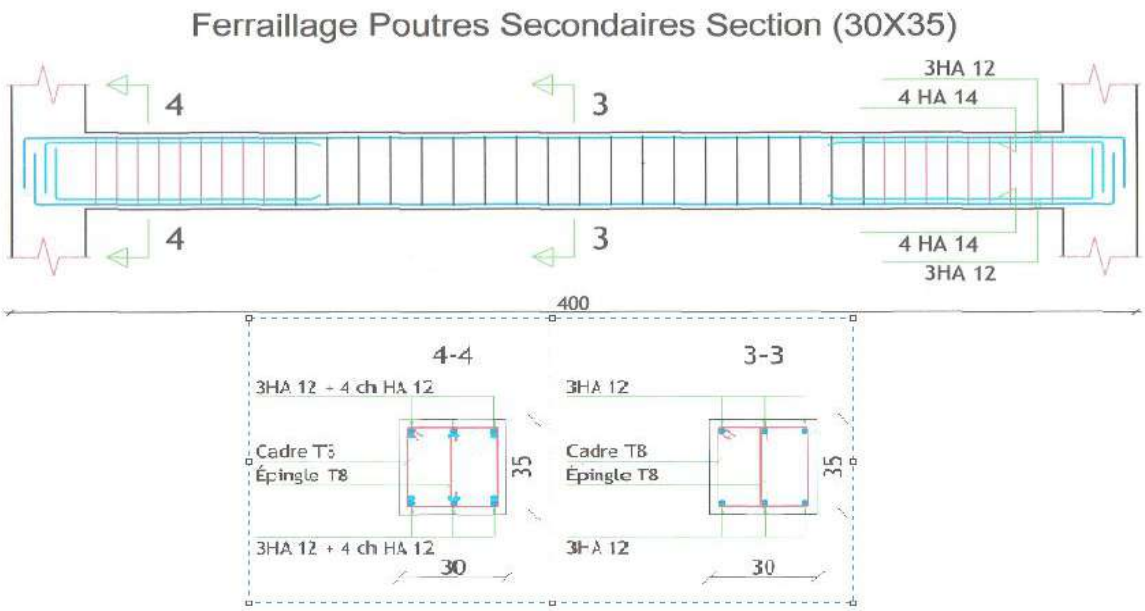


Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres secondaire

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales**.**

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal**.**

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

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

Tableau.V.14: Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	Acier
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	**FeE 400**
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14,2Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 348\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 18.48Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 400\ Mpa}$

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [Art 7.4.2.1]:

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

- ❖ leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone III

2- Leur pourcentage maximal sera de :

- ❖ 4% en zone courante
- ❖ 6% en zone de recouvrement

3- Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ en zone III.**

5- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III.**

6- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.3. Détermination des sections d'acier :

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

Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.15: Les Armatures longitudinales des poteaux.

Section	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	As1	As2	A_{min} (cm²)	A_{ch} (cm²)	
(60*60)	N max→ M cor	2363.75	14.75	14.71	3	1.8	32.4	12HA 20	37.70
	N min →M cor	1603.77	37.33	-10.63	3	1.8			
	M max →N cor	957.50	16.93	11.87	3	1.8			
(55*55)	N max→ M cor	2058.10	-5.71	0.75	2.8	1.6	27.23	4HA20 +8HA 16	32.17
	N min →M cor	1414.16	38.49	-15.10	2.8	1.6			
	M max →N cor	832.09	19.41	11.77	2.8	1.6			
(55*55)	N max→ M cor	1762.05	-10.48	1.84	2.8	1.6	27.23	4HA20 +8HA 16	32.17
	N min →M cor	1225.97	42.27	-21.27	2.8	1.6			
	M max →N cor	702.13	25.49	13.64	2.8	1.6			
(50*50)	N max→ M cor	1428.11	24.93	23.51	2.5	1.5	22.5	12HA 16	24.13
	N min →M cor	1003.07	43.19	-26.19	2.5	1.5			
	M max →N cor	574.95	23.09	11.37	2.5	1.5			
(50*50)	N max→ M cor	1087.39	30.49	33.62	2.5	1.5	22.5	12HA 16	24.13
	N min →M cor	733.34	50.72	-37.38	2.5	1.5			
	M max →N cor	445.11	29.59	13.71	2.5	1.5			
(45*45)	N max→ M cor	754.47	19.93	18.98	2.3	1.3	18.22	12HA 14	18.47
	N min →M cor	469.11	38.72	-27.49	2.3	1.3			
	M max →N cor	318.91	25.16	11.02	2.3	1.3			
(45*45)	N max→ M cor	478.90	19.33	17.97	2.3	1.3	18.22	12HA 14	18.47
	N min →M cor	341.52	40.46	0.53	2.3	1.3			
	M max →N cor	192.06	28.96	13.67	2.3	1.3			
(40*40)	N max→ M cor	241.01	-16.34	2.54	2	1.2	14.4	4HA14 +8HA 12	15.21
	N min →M cor	130.15	57.13	-38.30	2	1.2			
	M max →N cor	69.28	32.61	9.10	2	1.2			

V.3.4. Vérification à l'Etat Limite Service : [CBA93 Art.A.4.5.3]

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

➢ **Béton** :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ **=0,6 fc28=15 MPA**, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

➢ **Acier** :

✓ Fissuration peu nuisible……..Pas de vérification.

✓ Fissuration préjudiciable…….$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$

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

❖ La fissuration est considérée :

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires).

✓ Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.16: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N_{ser} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
(60*60)	1724.64	10.58	10.58	4.2	/	15	/	/	**CV**
	1172.11	27.10	-7.74	3.4	/	15	/	/	**CV**
	703.44	12.36	8.79	2.1		15	/	/	**CV**
(55*55)	1499.91	-4.15	0.53	4	/	15	/	/	**CV**
	1033.25	27.94	-11.0	3.9	/	15	/	/	**CV**
	611.17	14.15	8.72	2.3	/	15	/	/	**CV**
(55*55)	1284.21	-7.92	1.32	3.6	/	15	/	/	**CV**
	895.43	30.67	-15.61	3.7	/	15	/	/	**CV**
	515.59	18.58	10.10	2.2	/	15	/	/	**CV**
(50*50)	1041.87	17.98	16.92	4.7	/	15	/	/	**CV**
	732.44	31.35	-19.05	4.3	/	15	/	/	**CV**
	422.14	16.82	8.41	2.3	/	15	/	/	**CV**
(50*50)	793.64	22.00	24.20	4.3	/	15	/	/	**CV**
	535.91	41.18	-27.18	4.4	8.3	15	201.63	**CV**	**CV**
	326.75	21.55	10.14	2.3	/	15	/	/	**CV**
(45*45)	551.15	14.36	13.69	3.7	/	15	/	/	**CV**
	343.45	28.11	-20.03	4	14.4	15	201.63	**CV**	**CV**

	234.07	18.32	8.15	2.4	4.6	15	201.63	**CV**	**CV**
(45*45)	350.11	13.87	12.91	2.8	/	15	/	/	**CV**
	249.81	29.36	0.55	2.8	10.3	15	201.63	**CV**	**CV**
	140.93	21.09	10.11	2.6	22.6	15	201.63	**CV**	**CV**
(40*40)	176.59	-11.89	1.75	1.9	/	15	/	/	**CV**
	95.46	41.71	-27.98	8.8	157.4	15	201.63	**CV**	**CV**
	50.80	23.78	6.72	3.9	74.8	15	201.63	**CV**	**CV**

V.3.5. Armatures transversales :

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- $Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.
- $Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

❖ **Selon le RPA99 [Art. 7.4.2.2]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

- Tu : l'effort tranchant de calcul.
- h ɪ: hauteur totale de la section brute.
- St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si $\lambda < 5$.

Avec : $\lambda = L_f/a$

a : dimension de la section droite du Poteau. **L_f :** hauteur de flambement des poteau .

- La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003 est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/a$ a : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

Tableau.V.17 : Choix des armatures transversales est leur espacement

Section	T_x(kN)	T_y(kN)	ρ_a	A_t(cm^2)	Zone	St_{finale}	choix
(60*60)	7.85	-17.44	3.75	0.12	nodale	10	4HA8=2.01
				0.27	courante	15	4HA8=2.01
(55*55)	-11.25	-24.0	3.75	0.19	nodale	10	4HA8=2.01
				0.41	courante	15	4HA8=2.01
(55*55)	10.49	-28.49	3.75	0.17	nodale	10	4HA8=2.01
				0.48	courante	15	4HA8=2.01
(50*50)	15.11	-28.60	3.75	0.25	nodale	10	4HA8=2.01
				0.53	courante	15	4HA8=2.01
50*50	26.00	-28.36	3.75	0.48	nodale	10	4HA8=2.01
				0.53	courante	15	4HA8=2.01
45*45	13.30	-22.01	3.75	0.25	nodale	10	4HA8=2.01
				0.45	courante	15	4HA8=2.01
45*45	10.34	-23.61	3.75	0.21	nodale	10	4HA8=2.01
				0.49	courante	15	4HA8=2.01
40*40	26	28.36	3.75	0.60	nodale	10	4HA8=2.01
				0.66	courante	15	4HA8=2.01

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$		t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
(60*60)	Courante	0.12		Oui	-	-
	Nodale	0.27		Oui	-	-
(55*55)	Courante	0.19		Oui	-	-
	Nodale	0.41		NO	-	-
(55*55)	Courante	0.17		Oui	-	-
	Nodale	0.48		NO	-	-
(50*50)	Courante	0.25		Oui	-	-
	Nodale	**0.53**		NO	-	-
(50*50)	Courante	0.48		NO	-	-
	Nodale	**0.53**		NO	-	-
(45*45)	Courante	0.25		Oui	-	-
	Nodale	**0.45**		NO	-	-
(45*45)	Courante	0.21		Oui	-	-
	Nodale	**0.49**		NO	-	-
(40*40)	Courante	0.6		NO	-	-
	Nodale	**0.66**		NO	-	-

V.4. Ferraillages des voiles :

V.4.1. INTRODUCTION :

Les voiles est une éléments structuraux des contreventement soumise à des force verticale et des force horizontal, donc .les ferraillage des voile consiste à déterminer les armateur en flexion composé sons l'action des sollicitation verticale deus aux charges permanentes G et aux surcharge d'exploitation Q, ansai que sous l'action des sollicitation horizontales deus aux séisme.chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.2.1.Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400. Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

❖ **Selon le CBA 93 :**

$$A_{ver} \leq 0.4cm^2 \text{ pour un mètre de parement}$$

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

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.4] :**

➢ $A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

➢ $A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

➢ $A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.

Avec :

B : section du voile. **a** : épaisseur du voile. φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :**

$$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

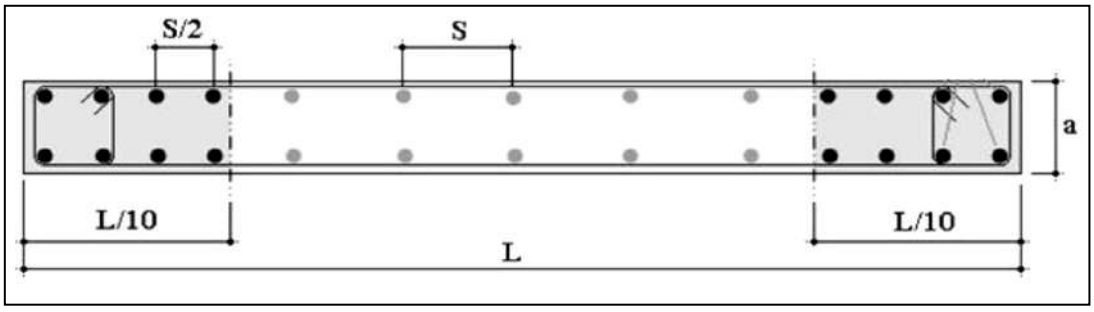


Figure V.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Détermination des armatures de résistance :

Tableau.V.19 : Les données de calcul.

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

A partir des résultats obtenus par le **SAP 2000** ; On a ferraillé tous les éléments par le **robot expert**.
Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

	Voile	S	N	M	Sit	A_{cal}	Amin	Sc	Sn	choix
Sens -X	V1	600*25	-2746.09	-5942.79	G+Q-Edy	39.38	3	20	10	2*(10HA 16)=40.1 9
	V2	580*25	-2668.35	-5428.41	G+Q-Edy	38.06	2.9	20	10	2*(10HA 16)=40.1 9
	V3	590*25	5789.765	5740.973	G+Q-Edy	62.25	2.95	20	10	2*(16HA 16)=64.3 1
	V4	260*25	52.369	-835.646	G+Q-Edy	7.92	1.3	12	6	2*(6HA1 2)=13..65
Sens-Y	V5	520*25	74.414	-4526.76	0.8G-Edx	22.45	2.6	20	10	2*(7HA1 6)=28.13
	V6	285*25	3298.588	1777.693	G+Q-Edx	36.02	1.775	12	6	2*(9HA1 6)=36.17

V.4.2.2.Vérification des armatures à ELS :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}.$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-21 : Vérification des armatures a ELS des voiles

Sens	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
X	v01	600*25	-2746.09	-5942.79	40.19	5.1	15	Vérifiée
	v02	580*25	-2668.35	-5428.41	40.19	4.9		Vérifiée
	v03	590*25	5789.765	5740.973	64.31	7.0		Vérifiée
	v04	260*25	52.369	-835.646	13.65	1.1		Vérifiée
y	v05	520*25	74.414	-4526.76	28.13	3.0		Vérifiée
	v06	285*25	3298.588	1777.693	36.17	9.2		Vérifiée

Remarque:

Le type de fissuration est non préjudiciable, donc n'est pas nécessaire de vérifier les contrainte des acier .

V.4.2.3.Armatures horizontales :

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

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

✓ Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

✓ La contrainte limites de cisaillement :

$\boldsymbol{\tau_b \leq \bar{\tau}}$ Où : $\tau_b = \frac{V'}{b.d}$

Avec : $V' = 1.4V_{u\ calculé}$

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

- τ_b: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$
- $S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

La contrainte de cisaillement est :

Tableau V.22: Calcul des armatures horizontales

Sens	Voile	A	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	HA	S_h	Choix
X	**V1**	**25**	**1448.444**	**0.966**	**5**	C.V	**8**	**15**	**2*20HA8 =20.10**
	V2	**25**	**1402.566**	**0.967**	**5**	**C.V**	**8**	**15**	**2*20HA8 =20.10**
	V3	**25**	**1481.716**	**0.3372**	**5**	**C.V**	**8**	**15**	**2*20HA8 =14.07**
	V4	**25**	**292.596**	**0.450**	**5**	**C.V**	**8**	**15**	**2*10HA8 =10.05**
Y	V5	**25**	**866.574**	**0.677**	**5**	**C.V**	**8**	**15**	**2*20HA8 =14.07**
	V6	**25**	**833.145**	**0.2738**	**5**	**C.V**	**8**	15	**2*10HA8 =10.05**

V.4.2.4.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures □t est tel que □t $\geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau.V.23 : Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	Epingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	**HA 6**
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Donc : **$Ø_t$= HA 6**

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

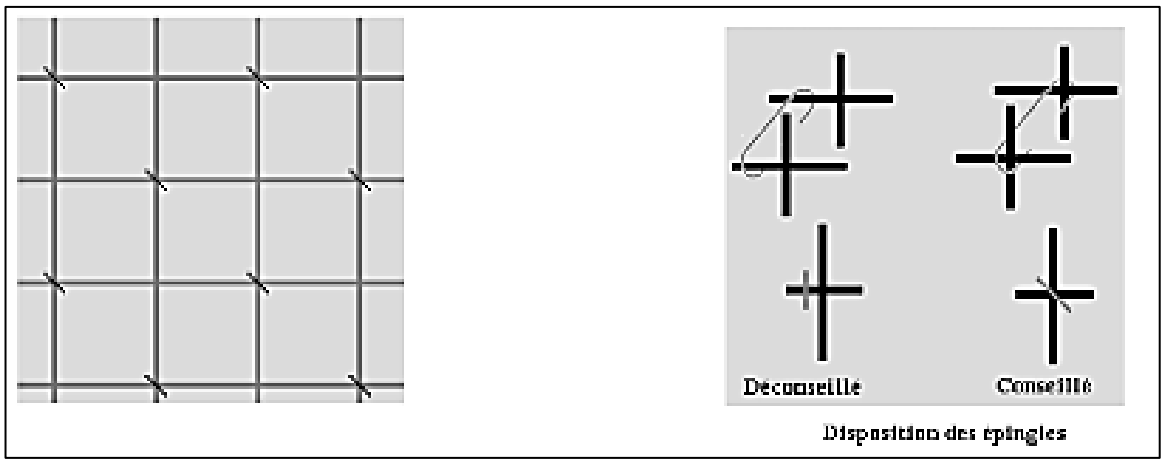


Figure.V.4 : Les armatures transversales et les épingles des voiles**.**

V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.3.1. Les trumeaux : [RPA2003 . Art 7.7.4.3]

A partie d'un voile , d'une cloison comprise entre deux baies, deux portes fenêtres, pilier qui supporte en son milieu le linteau d'un portail ou d'une fenêtre .

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles ,on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.3.1.1. Armatures verticales :

Tableau.V.24: Calcul des armatures verticales

Sens	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
y	V_7	245*25	-859.743	-1446.881	G+Q-Edx	29.26	20	2*8HA16=32.15
	V_8	155*25	-365.287	-381.039	G+Q-Edx	12.82	20	2*4HA16=16.05

V.4.3.1.2.Vérification des armatures à ELS :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

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

Tableau.V.25 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Sens	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Y	V_7	245*25	-859.74	-1446.9	32.15	4.7	15	**Vérifiée**
	V_8	155*25	-365.29	-381.04	16.05	1.5		**Vérifiée**

Remarque :
Le type de fissuration est non préjudiciable, donc n'est pas nécessaire de vérifier les contrainte des acier.

V.4.3.1.3.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

Tableau.V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

sens	Voile	e (cm)	Vu(KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Y	V_7	25	303.754	0.6229	5	20	2x(22HA8)
	V_8	25	209.62	0.5622		20	2x(20HA8)

V.4.3.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.3.2.1.Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4$ Vu calculé $\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0: épaisseur du linteau **d** : hauteur utile. **V_u**:effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]

➢ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$Al \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long λ>1 :

On a : $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{T}$, Avec : Z = h – 2 d'

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

b. Linteau court λ< 1

On doit avoir : $St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit: $M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

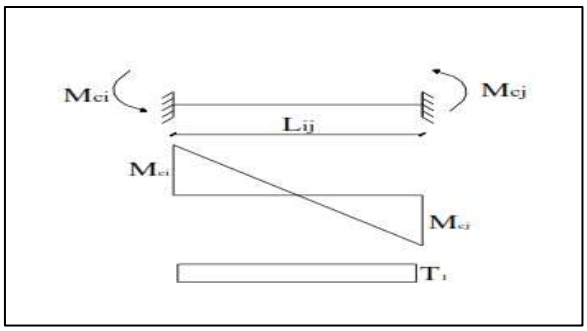


Figure.V.5: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas ($\tau_b > 0.06f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

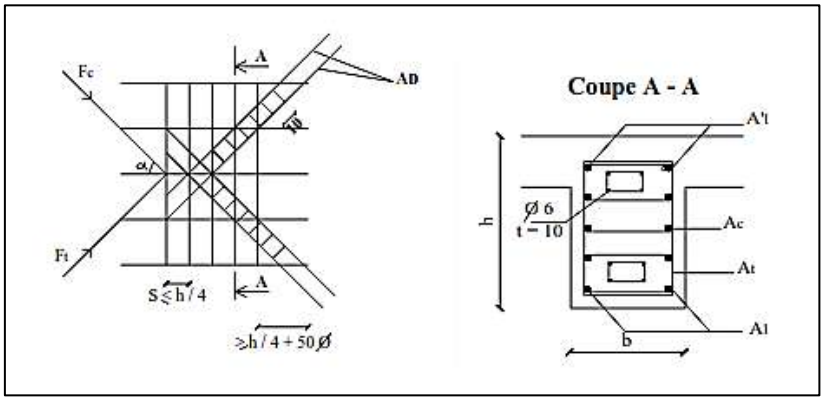


Figure.V.6: Armatures du linteau selon le RPA 2003**.**

❖ **Ferraillage minimal : [Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$$Al \geq 0.15\% b.h$$

$$Ac \geq 0.20\% b.h$$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

Tableau.V.27: Armatures du linteau selon le (RPA 99 v 2003)

SENS	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
y	V_7	25	120	100	753.421	3.91	391.108	Traction compression
	V_8	25	120	100	1068.338	5.54	558.642	Traction compression

V.4.3.2.2.Les armatures des linteaux :

- A_d : armature diagonale.
- A_L : armature longitudinale.
- A_t : armature transversale
- A_p : armature de peau

Tableau.V.28: Calcul des armatures des linteaux

Sens	Voile	A calculé (cm^2)				St (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)			
		Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
Y	**V07**	12.01	4.50	1.25	6	20	2x(4HA14) = 12.31	2x 2HA12 = 4.52	2x 2HA8 = 2.01	2x 6HA8 = 6.03
	V08	17.03	4.5	1.25	3	20	2x(6HA14) = 12.31	2x 2HA12 = 4.52	2x 2HA8 = 2.01	2x 6HA8 = 6.03

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des éléments structuraux, aussi on a déterminé et vérifié le ferraillage de tous les éléments, les poteaux, les poutres et les voiles.

CHAPITRE VI

Etude De L'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations constituent la liaison entre le bâtiment (la super structure), et le sol sur lequel elle repose.

Elle transmet les charges provenant du bâtiment vers le sol, et répartissent les charges de façon a ne pas dépasser la capacité maximale de la portance.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **:**

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.Type de la fondation :

Vue la hauteur de notre projet(R+7), le site s3 zone III , on va adopter des fondations superficielles.

Les fondation superficielles peuvent être :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Semelles filantes croisées ou radiers.

VI.3. Reconnaissance du sol :

Tableau VI.1 : Paramètres du sol

	σ_{sol} retenue (bars)	γ_h (KN/m^2)	H (m)	DH (cm)	Cc	e_0 indice de vides	Cg	Cu (bar)	ϕ (^{o})
Argile sableuse	1.2	16.30	1.5	2.10	0.141	0.53	0.021	0.5	20

VI.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Les semelles seront calculées dans l'ordre suivant :

- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les semelles filantes.
- ❖ Les semelles filantes croisées et radier général .

Enfin on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure conformément aux bulles de pression.

VI.5. Les efforts normaux à base de la structure :

➢ **A l'ELS :**

Le schéma suivant présente les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :



Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6. Calcul des semelles isolées :

VI.6.1.Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées a l'ELS

Semelle	Nser max [KN]	Ma $ser_{corr.}$ [KN*m]	Mb $ser_{corr.}$ [KN*m]	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	Hl (cm)	h_{adop} (cm)
S1	1724.61	10.48	10.56	3.79	3.79	4.6	4.6	35	100
S2	1412.78	7.23	-28.59	3.43	3.43	4.1	4.1	35	90
S3	1097.76	2.76	-0.27	3.02	302	3.6	3.6	35	75

VI.6.2 Vérification des contraintes sous la semelle a l'ELS :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous les semelles isolées a l'ELS.

Semelle	N_{ser} [KN]	$б_{cal}$ [MPA]	$б_{sol}$ [MPA]	$б_{cal} \leq б_{sol}$
S_1	1724.61	0.11	0.12	Vérifiée
S_2	1412.78	0.11	0.12	Vérifiée
S_3	1097.76	0.11	0.12	Vérifiée

Commentaire : pas de risque de renversement sur la semelle.

VI.6.3 Vérification de poinconnement sous la semelle isolée a l'ELU

Tableau.VI.4 : Vérification de poinconnement sous la semelle isolée a l'ELU

Semelle	N_{ELU} [KN]	h [m]	F_{limite}	$N_{ELU} \leq F_{limite}$
S1	2363.75	100	4800.00	Vérifiée
S2	1937.30	90	4050.00	Vérifiée
S3	1503.91	75	3037.50	Vérifiée

Commentaire : pas de risque de poinçonnement sur la semelle.

VI.6.4. Vérification du chevauchement entre les semelles :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainant des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation), si on trace les couches d'égale pression on obtient des bulles de pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

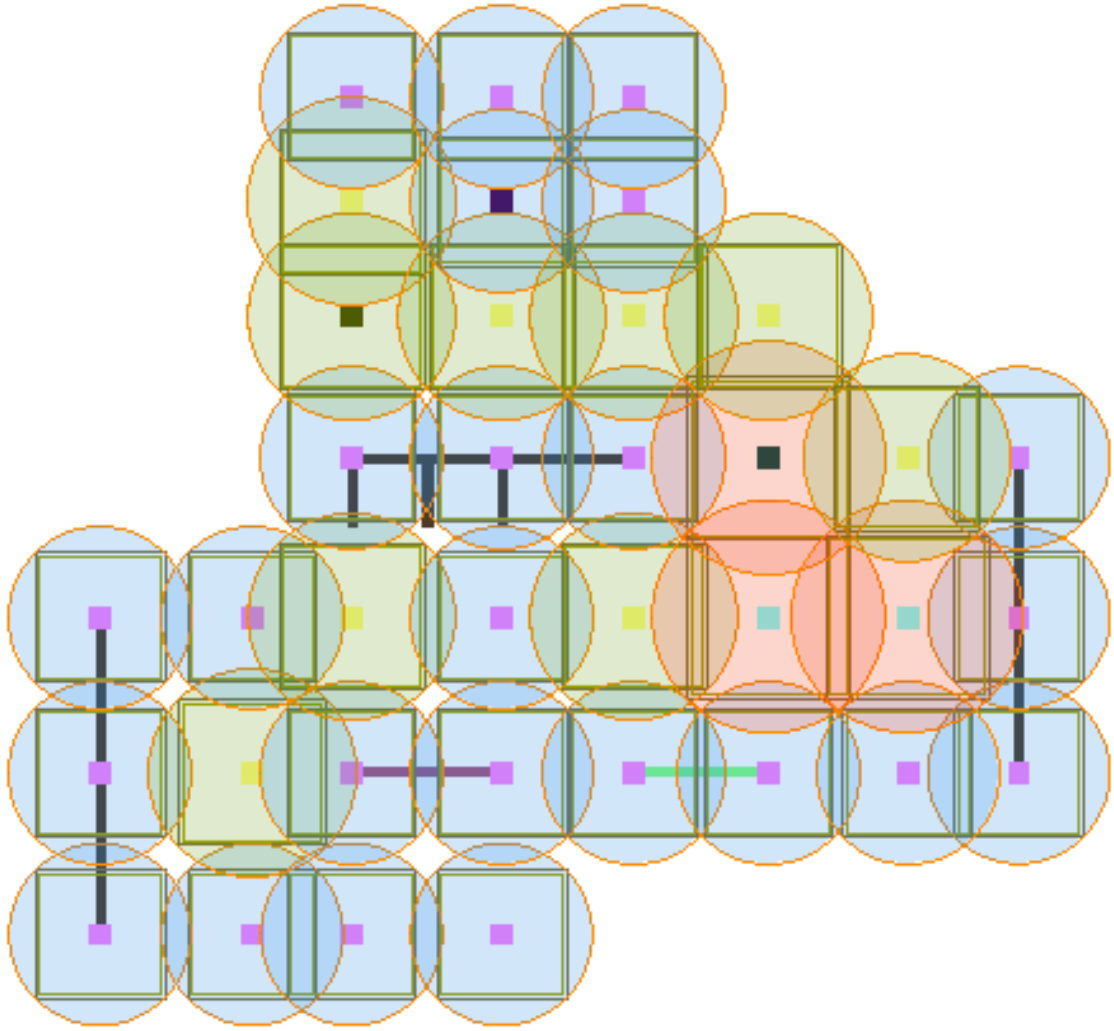


Figure VI.2 : Bulles de pression dans les semelles isoées

Commentaire : Les semelles isolées sont chevauchées dans les deux sens (X et Y) , donc on adopte des semelles filantes suivant les 2 directions (croisées)

VI.7.Calcul des semelles filantes :

VI.7.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes

Element	N_{MAX} (KN)	M corr	Répartition des Contraintes	A (m)	B (m)
S.F Sous poteaux	1724.61	10.56	Trapezoidale	4.65	2.6
S.F Sous voile	1672.83	1.29	Trapezoidale	1	2

Tableau VI.6 : Vérification de chevauchements entre les semelles

Element	$1.5\frac{(B)}{2}$	$1.5\frac{(B1+B2)}{2}$	L	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
S.F Sous poteaux	1.95	2.59	4.05	Vérifiée
S.F Sous voile	1.50			

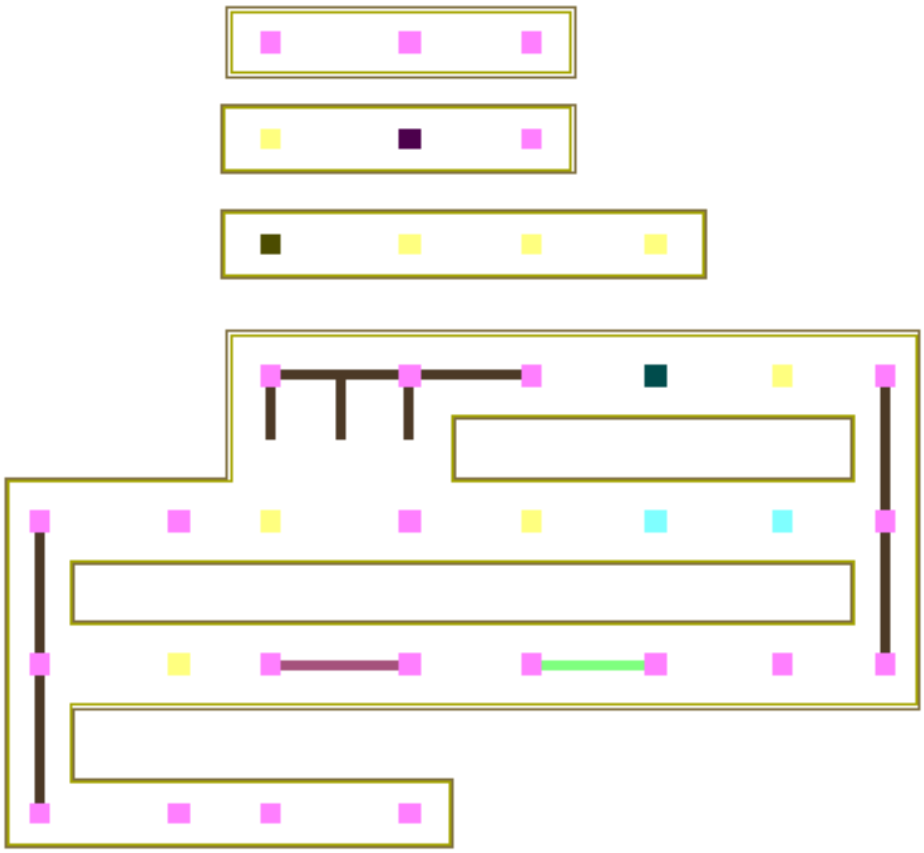


Figure VI.3 : Semelles filantes croisées.

Tableau VI.7 : Feraillage principales

e_0 (m)	B/18 (m)	$e_0 < \frac{(B)}{18}$	Méthode
0.00612	0.14	OUI	Bielle

Tableau VI.8 : Feraillage paealléle . S.F. sous poteaux

N' (KN)	Ab (cm²)	Ab $_{Choisi}$ (cm²)	S_t
1736.78	14.47	26HA10=20.42	20

Tableau VI.9 : Armature de répartition des semelles filants

	$A_{rép}$ (cm²)	Ab $_{Choisi}$ (cm²)	S_t
S.F sous poteaux	0.94	8HA8=4.02	15

Conclusion Générale

Conclusion générale

Dans ce projet, on s'est assujetti à l'établissement d'une note de calcul technique complète disciple aux règles en vigueur " le CBA 93 et le RPA 99 version 2003 ".

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques appropriées pendant notre formation universitaire.

Pour la structure calculée, une Portiques contreventés par des voiles a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette Portiques, soumise aux charges statiques et dynamiques, montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations produites sont reprises en toute sécurité, en respectant les règles de bonne construction.

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 : l’exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
- Cours béton armé Pr.Otmane.BOUKENDAKDJI
- entreprise nationale de l'ascenseur
- Cours Mr Zemir

Logiciels :

- Robot structural analysais Professional 2011.
- SAP2000 v19.2.2 et v23.1
- ETABS 2019
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2015 et 2021
- Microsoft office Excel 2010