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

Etude d'un bâtiment en RDC + 06 étages à Usage multiple

Présenté par

RAHALI Oussama

YOUSFI Abderrahmane

Proposé et Dirigé par

Dr . YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2021

Remerciement

Tout d'abord ,nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir , pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail .

Nous remercions en particulier notre promoteur

Mr . Yousfi Mahfoud

pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port .

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation .

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

à celle qui donné , tout sacrifié , à la femme qui règne

sur mon cœur , ma mère

à celui qui m'a toujours dirigé , guidé , aidé et encouragé afin de me voir

affronter la vie avec sérénité et courage , à l'homme

qui a toujours souhaité me voir à la hauteur mon père

A ma femme Halima et mes enfant Amine , Iyad

A mes frère Abdelaziz , Kamel , Mohamed ,Billal ,et Hichem

A mes sœurs Amina et Siham

A ma collègue Oussama

A toute ma famille

A tous mes amis

Yousfi Abderrahmane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

a mes trés chers parents qui ont consacrés toute leurs vie

pour mon éducation et mes études , je souhaite tout le bonheur

A mes grands parents

A mes fréres , Youcef , Mohamed , Billal

A tous mes amis

En fin , je remercie mon ami mon binôme Yousfi Abderrahmane.

Rahali Oussama

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق ارضي + ستة طوابق و المقرر بناؤها في ولاية المدية (العمارية) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقمIIa

حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 V 2003)

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة .

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة).

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التى تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل . برنامج باستعمال **SAP2000**

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات .

Résumé .

Ce projet consiste a une étude d'un bâtiment (RDC +06 étages) , implanté dans la wilaya de MEDEA (El Omaria) , cette région est classé comme zone IIa selon le (RPA 99 V2003) .

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

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA 93 , RPA 99 V 2003) .

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (SAP 2000 V 2014) .

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

Abstract .

This poject is a study of a structure (ground floor + 6 floors) . Will be implanted in MEDEA (El Omaria) , this area is classified in area IIa according to **(RPA 99 V 2003).**

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

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

- The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with help of the software **(SAP 2000)**

- Lastly , we studied the infrastructure by calculating the foundations

Tables des matières

Introduction general&

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction 2
2. Présentation de l'ouvrage 2
3. Description de l'ouvrage 2
3.1. Dimension en élévation 2
3.2. Dimension en plan 2
4. Classification de l'ouvrage 3
4.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1 RPA 99 V 2003] 3
4.2. Classification des ouvrages leur importance : [Art 3.2 RPA 99 V 2003] 3
4.3. Classification des sols : [Art 3.3 RPA99V2003] 3
4.4. Classification des systèmes de contreventement :[Art 3.3 RPA 99 V 2003] 3
5. Conception structurelle 3
5.1. Planchers 3
5.2. Escaliers 3
5.3. Maçonnerie 4
5.4. Revêtement 4
5.5. L'acrotère 4
5.6. Le plafond 4
6. Hypothèses de calcul 4
6.1. Acier 5
I-6-2) Béton : 5

Chapitre II : Pré-dimensionnement

1. Introduction 12
2.Pré-dimensionnement des dalles 12

2.1. Dalle a corps creux 12
2.2. Plancher à dalle plein 12
3. Evaluation des charges et surcharges 12
3.1. Plancher terrasse inaccessible 12
3.1.1. Plancher à corps creux 13
3.1.2. Planche à dalle pleine 14
3.2. Plancher étage courant 14
3.2.1. Plancher à corps creux 14
3.2.2. Plancher dalle pleine 14
4. Maçonnerie 15
4.1. Murs extérieur (double cloison) 15
4.2. Murs intérieurs (simples cloison) 15
5. Charges d'exploitation 15
6.Pré-dimensionnement des poutres 15
6.1.Poutre principale 16
6.2.Poutre secondaire 16
6.3.Conclusion 16
7. Voiles 17
8. Poteaux 17
8.1. Principe 17
8.2. Procédure de pré-dimensionnement 17
8.3. Choix du poteau le plus sollicité 19
8.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux 20
8.4.1. Détermination des charges permanente 20
8.4.2. Détermination des surcharges d'exploitation 20
8.5. Détermination de l'effort normal ultime 21
8.6. Vérification des conditions de [RPA 99 V 2003] 21
8.6.1. Vérification des conditions de [RPA 99 V 2003 .Art .7.4.1] 21
9.Conclusion : 22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

2. Etude de l'acrotère 23

2.2. Calcul les efforts 23
3. Etude des balcons 27
3.1 Hypothèses de calcul 27
3.2 Calcul des moments 28
3.3 Calcul du travail externe et interne 29
3.4 Calcul du ferraillage à l'ELU 30
3.5 Vérification des contraintes à l'ELS 31
3.6 Vérification de l'effort tranchant 31
3.7 Condition de flèche 31
4. Escaliers 33
4.1 Introduction : 33
4.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires 33
4.2.1. Dimensionnement 33
4.3. Détermination des charges et surcharges de l'escalier 34
4.3.1. Paillasse 34
4.3.2. Palier 34
4.3.3. Détermination des efforts 34
3.3.4 : Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS : 35
4.3.5. Ferraillage de l'escalier : 36
III-2-3-6) : Vérification des contraintes : 37
4.4: Poutre palière 40
4.4.1: Evaluation des charges 40
4.4.2: Calcul des efforts 40
5. Etude des planchers 41
5.2. Plancher à corps creux 41
5.3. Les différents types des poutrelles : 41

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction 53
2. Caractéristiques dynamiques de la structure 53
2.1 Centre de masse 53
2.2. Calcul de Centre de rigidité 53

3. Voiles 54
3.1. Voiles pleins..... 54
3.2. Voiles avec ouvertures 55
4. Modélisation de la structure 57
4.1. Introduction 57
4.2. Modélisation 57
4.3. Méthode dynamique modale spectrale..... 58
5. Calcul des masses tortionnelles.....59
6. Calcul des axes principaux d'inertie 60
7. Méthode statique équivalente.....64
8. Vérification du cisaillement des éléments et l'effort normal dans les poteaux (Art 5.10) .69
8.1. Sollicitations normales dans les poteaux (Art 7.4.3.1)..... 69
8.2. Sollicitations tangentes (Art 7.4.3.2)..... 69
9 Justification de coefficient de comportement R[Art 3.4].....70

Chapitre V : Etude des éléments résistants

1. Calcul des poutres 71
1.1. Introduction 71
1.2. Combinaisons des charges 71
1.3. Recommandations des règlements..... 71
1.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime..... 72
1.5. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service 73
2. Calcul des poteaux.....75
2.1. Introduction 75
2.2. Etat Limite Ultime de stabilité de forme..... 76
2.3. Détermination des sections d'acier..... 76
2.4. Vérification à l'Etat Limite Service..... 77
2.5. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 78
2.6. Armatures transversales : [Art. 7.4.2.2 RPA 99 V 2003] 78
3. Calcul des voiles.....80
3.1. Introduction 80

3.2.Voiles avec ouvertures ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

1. Introduction : 89
2. Semelle filante sous Sept (07) poteaux (Sf1) 90
2.1. Vérification de la stabilité 92
2.2. Dimensionnement 92
2.3. Ferraillage des semelles filantes 92
2.4. Dimensionnement de la Poutre de libage 94
2.5. Ferraillage de la poutre de libage 94
3. Les longrines 95
3.1.Pré dimensionnement [RPA99 version 2003 [Art 10.1.1.b]] 95
3.2. Sollicitations 95
3.3. Ferraillage 95

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE 97

Référence bibliographique

Références bibliographiques 98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tab I-1 : Dimensions en élévation. 2
Tab. I.2 : Caractéristique de l'acier. 5
Tab. I.3 : Hypothèses de calcul de béton. 5

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tab. II.1 : Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux. 13
Tab. II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine. 14
Tab. II.3 : Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant. 14
Tab. II.4 : Charge due aux plancher à dalle pleine de niveau courant. 14
Tab. II.5 : Charges du mur double cloison. 15
Tab. II.6 : Charges du mur simple cloison. 15
Tab. II.7 : Surcharges d'exploitation. 15
Tab . II.8 : Pré-dimensionnement des voiles. 17
Tab. II.9 : Calcul de l'effort N. 19
Tab II.10 : Détermination des charges permanentes. 20
Tab. II.11 : Détermination des charges d'exploitation. 21
Tab. II.14 : Section des poteaux. 22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tab. III.1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS. 24
Tab. III.2 : Paramètre de calcul. 24
Tab. III.3 : Résultat de ferraillage à l'ELU et vérification à l'ELS. 25
Tab.III.4: Les résultats du travail externe et interne. 30
Tab.III.5 : Les résultats de ferraillage de la balcon 30
Tab.III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS 31
Tab.III.7 :Vérification de flèche de balcon 32

Tab. III.8: Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier. 34
Tab. III.9 : Charges et surcharge du palier de l'escalier. 34
Tab. III.10: Combinaisons des charges de l'escalier 34
Tab. III.11 : Réaction des appuis. 35
Tab.III. 12 : Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU et l'ELS. 35
Tab. III-13 : Résultat des moments. 35
Tab.III.14 : Les résultats (M et T). 36
Tab. III. 15 : Paramètre de calcul. 36
Tab. III.16 : Les résultats du ferraillage des escaliers. 36
Tab.III.17 : Vérification de l'espacement. 37
Tab.III. 18 : Vérification des contraintes. 37
Tab.III.19 : Vérification des flèches des escaliers. 39
Tab.III.20 : Les résultats des efforts. 41
Tab.III. 21: Les résultats du ferraillage de la poutre palière. 41
Tab.III. 22 : Vérification des contraintes de la poutre palière. 41
Tab. III.23: Les différents types des poutrelles 44
Tab. III. 24: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles 45
Tab.III. 25 : Chargements sur les poutrelles. 46
Tab.III-26 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles. 46
Tab.III. 27: Les résultats de ferraillage des poutrelles par niveaux. 52

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab .IV.1: Coordonnées du centre de masse du bloc 53
Tab. IV.2: Caractéristiques du voile 56
Tab. IV.3: Coordonnées du centre de rigidité de chaque niveau 59
Tab. IV.4: Excentricité de chaque niveau 59
5. Calcul des masses tortionnelles 59
Tab. IV.5: Masse tortionnelle de chaque niveau 60
Tab. IV.6: Déplacement des nœuds maîtres 60
Tab. IV.7: Périodes et coefficients α_i 61
Tab. IV.8: Facteurs de qualité 67
Tab. IV.9: Poids total de chaque niveau en kN 67

Tab. IV.10: Moment de renversement suivant x et y 69
Tab. VI.11: Distribution des forces sismiques au niveau de chaque étage 69
Tab .IV.12 : Détermination du coefficient de comportement R du structure 71

Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tab.V.1: Ferraillage des poutres porteuses 72
Tab .V.2: Ferraillage des poutres non porteuses 73
Tab.V. 3: Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S 73
Tab .V. 4: Valeurs des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S 74
Tab.V.5: Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses 74
Tab.V-6: Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses 74
Tab.V.7 : Les Armatures longitudinaux des poteaux 77
Tab.V.8: Valeurs des contraintes à l' E.L.S 77
Tab.V.9: Valeurs des contraintes limites de cisaillement 78
Tab. V.10: Armatures transversales des poteaux 79
Tab. V.11: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins ($1er$ et $2emme$ étage) (45×45) 84
Tab.V.12: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 85
Tab.V.13 : Vérification des armateurs verticaux à l'ELS 85
Tab.V.14: Aciers horizontaux des voiles pleins ($\mathbf{3}eme$ et $\mathbf{4}eme$, $\mathbf{5}eme$ étage) 86
Tab. V.15: Valeurs des contraintes à l'E.L.S 86
Tab .V.16: Calcul des armatures horizontales pour ($1er$ et $2eme$ étage) 86

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab. VI.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques 90
Tab. VI.2 : Résultats de l'analyse granulométrique 91
Tab. VI.3: Efforts dans les Sept poteaux 92
Tab. VI.4: Vérification de la stabilité de la semelle filante 93

Tab. VI.5: Dimensions des semelles filantes sous Sept poteaux.....93
Tab.VI.6: armatures principales des semelles filantes 94
Tab.VI.7: armatures de répartition des semelles filantes 94

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig- I.1 : Vue en plan RDC. 6
Fig- I.2 : Vue en plan étages courants 7
Fig- I.3 : Plan de Terrasse. 8
Fig. I.4 : Façade Principale. 9
Fig. I.5 : Façade Postérieure. 10
Fig. I.6 : Coup Postérieure 11

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Fig .1 : le poteau le plus sollicité 20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig. III.1: Schéma et dimension de l'acrotère 23
Fig. III. 2: Schéma de ferraillage de l'acrotère 26
Fig . III.3: Lignes des rupture pour travail externe et interne 29
Fig -III. 4 : Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS. 34
Fig . III.5 : Section de calcul 36
Fig. III.6: Schéma de ferraillage d'escalier. 39
Fig. III.7 : Ferraillage de la poutre palière 41
Fig. III. 8 : Plancher à corps creux 41
Fig III- 9 : coupe transversale d'une poutrelle. 46

Chapitre IV :Etude dynamique

Fig. IV.1: Voile plein 55
Fig. IV.2 : Voile avec une seule ouverture 55
Fig. IV.3: Coupe d'un voile 56
Fig. IV.4: Schéma équivalent de la Modélisation de la structure 58
Fig. IV.5: Disposition des voiles 62

Fig. IV.6: Translation suivant X (1er mode)..... 63
Fig. IV.7: Translation suivant Y (2ème mode) 63
Fig. IV.8: Rotation autour de l'axe vertical (3ème mode)..... 63

Chapitre V : Etude des éléments résistants

Fig. V. 1: Ferraillage des poutres principales..... 75
Fig.V. 2: Ferraillage des poutres secondaires 75
Fig.V.3: Ferraillage des poteaux 79
Fig.V.4: Ferraillage des voiles adjacents aux poteaux 45×45 (V2)..... 88
Fig.V.5: Ferraillage des voiles adjacents aux poteaux 40x40 88

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig.VI.1**:** Semelle filante sous cinq poteaux. 91
Fig.VI.2**:** schéma d'une poutre renversée 93
Fig. VI.3**:** Ferraillage des longrines..... 96

NOTATION

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.)

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

B_f : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier la coté économique lié aux couts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmente, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité / prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

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

L'étude sera menée sur un bloc en (**RDC + 06**) implanté dans une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**) le bloc est constitué par des portiques (poteaux, poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

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

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

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).

La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.

La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme ROBOT STRUCTURAL ANALYSE et ROBOT EXPERT.

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

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétique.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure (**RDC + 6)** à usage multiple (habitation, commerce) avec un système de contreventement mixte (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la Wilaya MEDEA, classé dans une zone de sismicité élevée (**Zone IIa**) , selon le règlement parasismique Algérien**[RPA 99 V 2003]**

2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistant d'un bâtiment constitué d'un bloc à usage multiple, cette structure est composée de :

- ✓ Rez de chaussée à usage commerciale.
- ✓ 06 étages à usages d'habitation.

3. Description de l'ouvrage

3.1. Dimension en élévation

Tab I-1 : Dimensions en élévation.

Hauteur totale de bâtiment	23,93 m
Hauteur de l'étage courant	03,06m
Hauteur de RDC	03,23 m

3.2. Dimension en plan

- Sens transversal $\Rightarrow \mathbf{L_X}$= 34,05 m
- Sens longitudinal $\Rightarrow \mathbf{L_Y}$ = 20,20 m

4. Classification de l'ouvrage

4.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1 RPA 99 V 2003]

Le bâtiment sera implanté à El Omaria , la wilaya de Médéa zone classée par le règlement parasismique Algérien **[RPA99 V 2003]** comme une zone de sismicité moyenne **(Zone IIa).**

4.2. Classification des ouvrages leur importance : [Art 3.2 RPA 99 V 2003]

L'ouvrage appartient au groupe 2 bâtiments d'habitation collective, la hauteur de 23,93 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

4.3. Classification des sols : [Art 3.3 RPA99V2003]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme meuble (S3).

4.4. Classification des systèmes de contreventement :[Art 3.3 RPA 99 V 2003]

Notre bâtiment dépasse 4 niveaux (14 mètres) et situé en zone IIa. Le contreventement par portique est doc écarté **[Art 3.4.1-b RPA 99 V 2003]** et le choix va se porter sur :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art 3.4.A.2 RPA 99 V 2003]**
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles **[Art 3.4.A RPA 99 V 2003].**
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art 3.4 A4-b RPA 99 V 2003].**

5. Conception structurelle

5.1. Planchers

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portés de notre projet ne sont pas grands.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- ✓ Economie dans le cout de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Dalle pleine en béton armé : des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, ainsi que les balcons.

5.2. Escaliers

On a un type d'escalier :

- ✓ Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du part du RDC jusqu'au dernier étage.
- ✓ Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

5.3. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ➢ Murs extérieurs : Ils sont constitués de deux parois :
  - ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
  - ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ➢ Murs intérieurs :Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur .

5.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

5.5. L'acrotère

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

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

5.6. Le plafond

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

6. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

6.1. Acier

Tab. I.2 : Caractéristique de l'acier.

ρ = 7,85 t. m^{-3}	**La masse volumique de l'acier**	**Source**
La limite élastique de l'acier à haute adhérence	Fe = 400 MPa	Art A2.2.1 CBA 93
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es = 200000 MPa	Art A2.2.1 CBA 93

I-6-2) Béton :

Tab. I.3 : Hypothèses de calcul de béton.

La masse volumique de béton	ρ = 2,5 t. m^{-3}	[Art A3.1.2.1 CBA 93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc 28 = 25 MPa	[Art A2.1.1.2 CBA 93]
La résistance du béton à la traction	Ft28 =2,1 MPa	[Art A2.1.2 CBA 93]
Le module d'élasticité (instantané) **Le module d'élasticité (différé)**	Eij = 32164,195 MPa Evj = 10818,860 MPa	[Art A2.1.2 CBA 93]
Coefficient de poisson **- pour le calcul des sollicitations** **- pour le calcul des déformations**	 **υ** = 0 **υ** = 0,2	[Art A2.1.2 CBA 93]
Coefficient de dilatation	$\theta = 1\times 10^{-5}$	[Art A3.1.3.3 CBA 93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+V)}$	[Art A2.1.3 CBA 93]

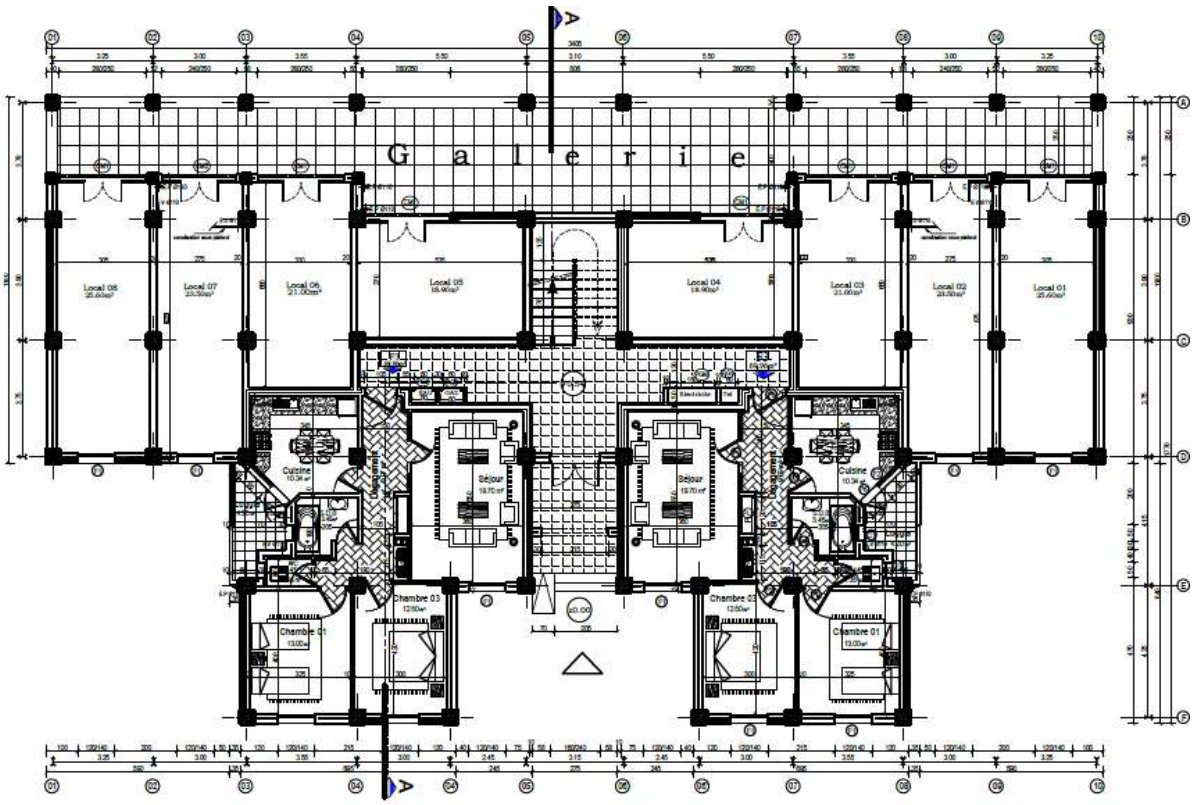


Fig- I.1 : Vue en plan RDC.

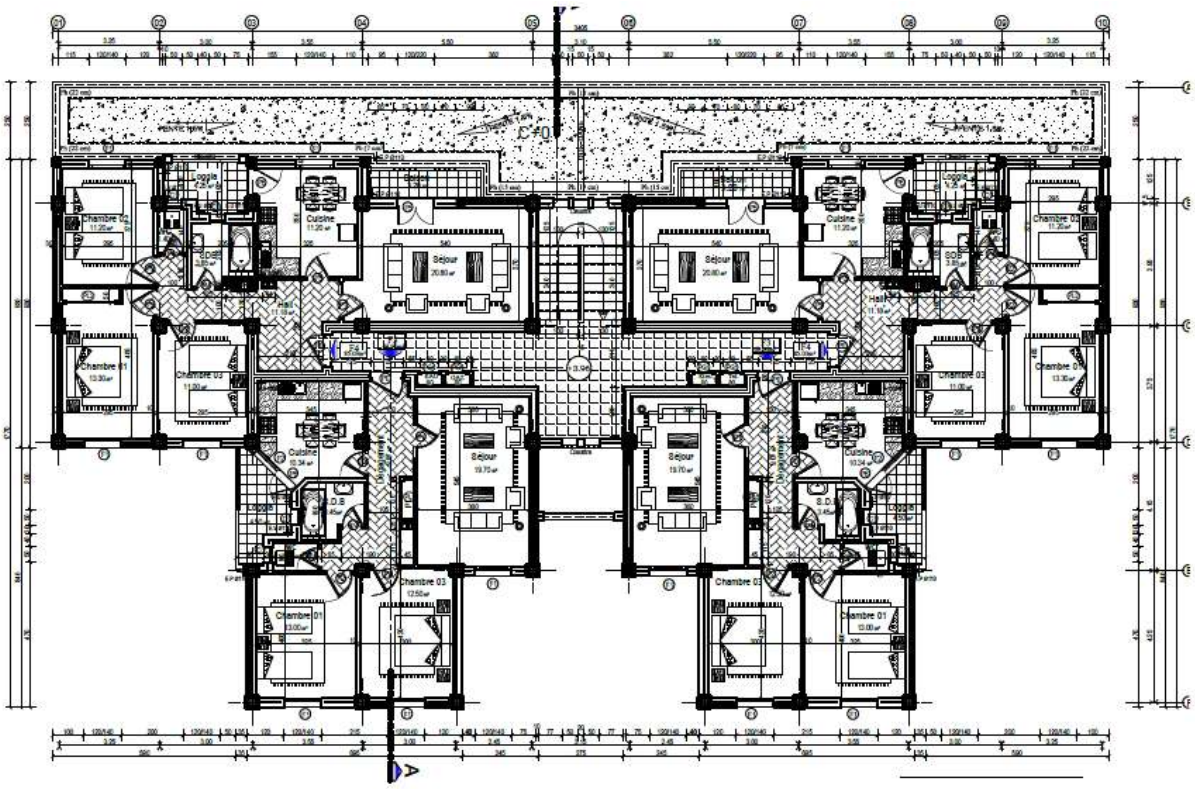


Fig- I.2 : Vue en plan étages courants

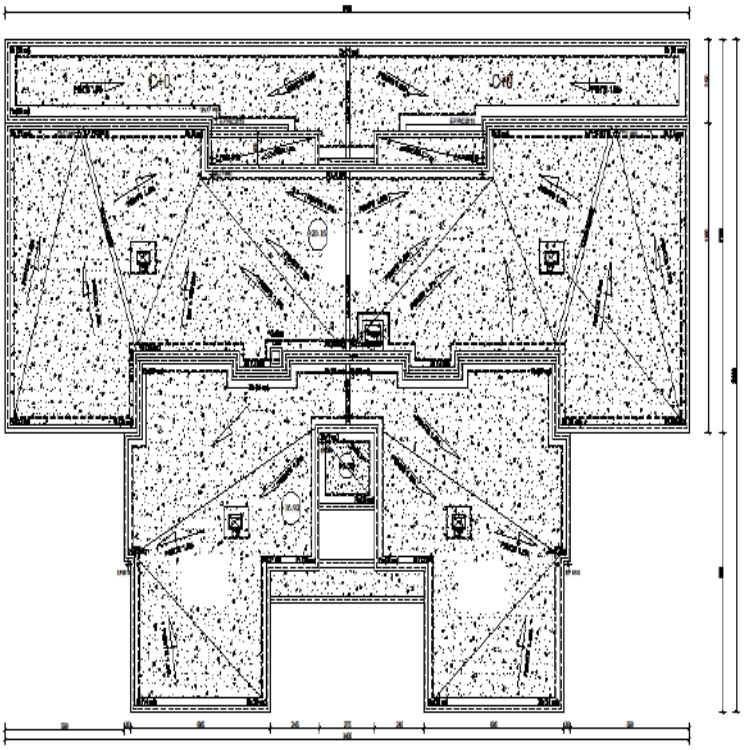


Fig- I.3 : Plan de Terrasse.

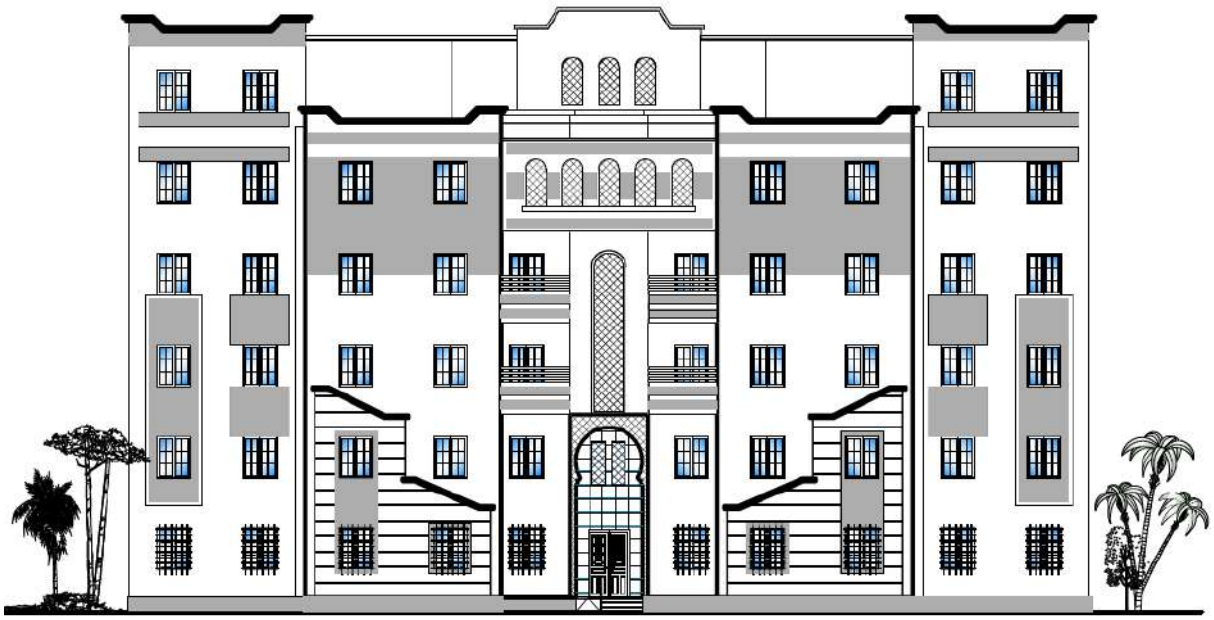


Fig. I.4 : Façade Principale.

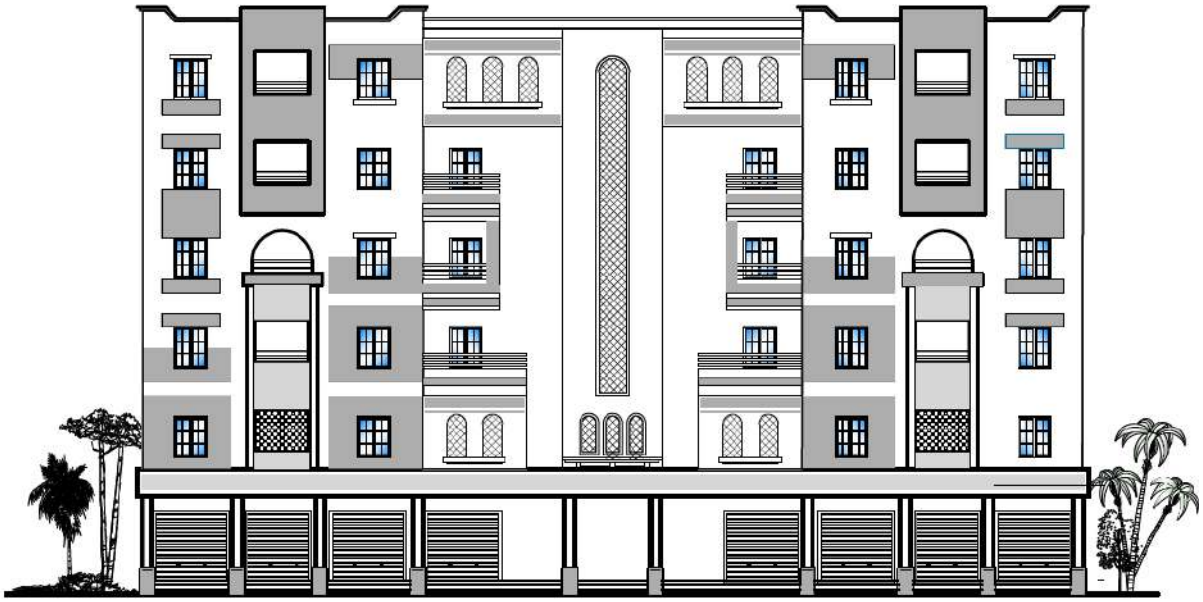


Fig. I.5 : Façade Postérieure.

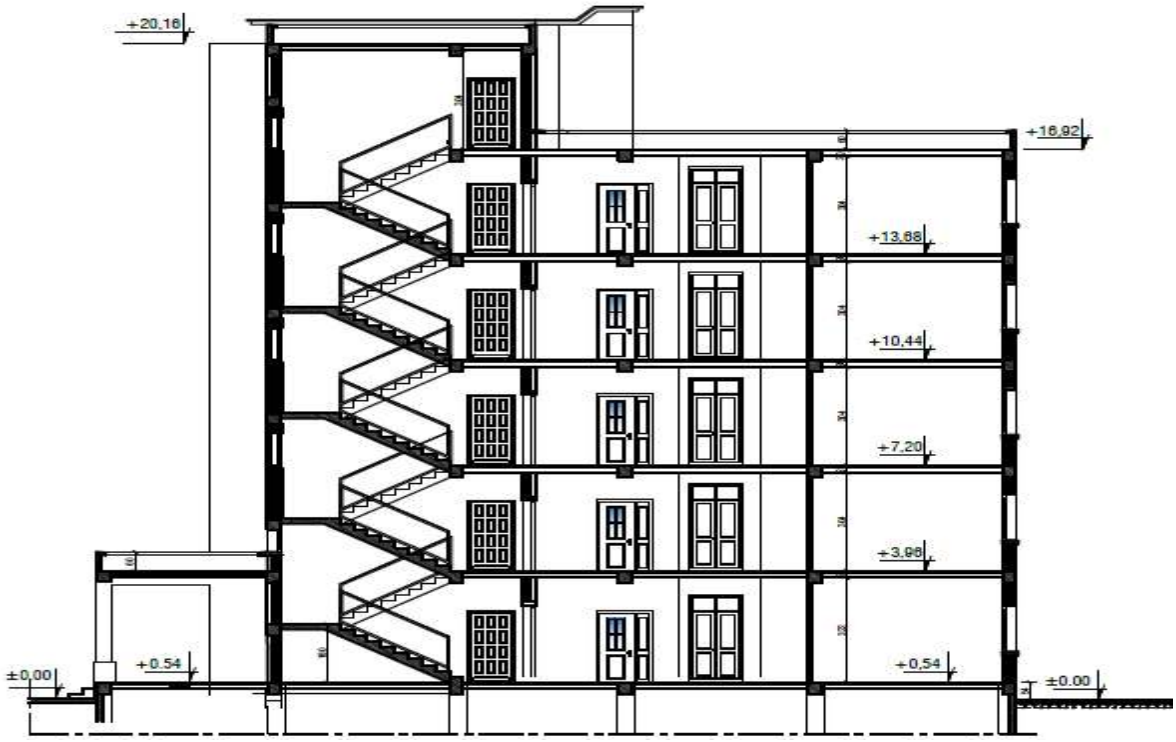


Fig. I.6 : Coup Postérieure

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement

1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments se base sur le principe de la descente des charges et les surcharges verticales qui agissant directement sur la stabilité et résistance de l'ouvrage.

Nous dimensionnement dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :**[RPA 99 V 2003, DTR.B.C.2.2, CBA].**

2.Pré-dimensionnement des dalles

2.1. Dalle a corps creux

Pour des planchers courants et pour des raisons économique et mise en œuvre, on opte généralement pour des planchers en corps creux, avec des poutrelles préfabriquées.

On peut utiliser une formule empirique pour la détermination de la hauteur de la dalle tel que : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$, **[Art B .6.8.424 BAEL 91]**

Avec :

L : La portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur total du plancher.

L = 425 cm.

Alors :

$$\frac{425}{25} \leq h_t \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 17 \leq h_t \leq 21,25 \Rightarrow h_t \geq \frac{425}{22,5} = 18,88$$

On prend alors l'épaisseur h_t = 20 cm = (16 + 4) cm tel que :

D = 16 cm (épaisseur du corps creux, poutrelles hourdis)

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

2.2. Plancher à dalle plein

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

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

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée mesurée entre axe.

L_{max} = 425 cm.

e : Epaisseur de la dalle .

$$\frac{425}{45} \leq e \leq \frac{425}{40}$$

$$\Rightarrow 9{,}44 \leq e \leq 10{,}63$$

On adopte e = 15 cm.

3. Evaluation des charges et surcharges

3.1. Plancher terrasse inaccessible

3.1.1. Plancher à corps creux

Tab. II.1 : Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Gravillon roulé de protection	00,05	20	01,00
Etanchéité multicouche	00,02	06	00,12
Papier kraft	-	-	00,05
Forme de pente	00,10	22	02,20
Film poly âne	-	-	00,01
Plaque de liège	00,04	-	00,16
Par vapeur	00,01	06	00,06
Plancher corps creux	0,16 + 0,04	-	02,80
Enduits de plâtre	00,02	10	00,20
G (charges permanentes)	06,60 (KN/m^2)		

3.1.2. Planche à dalle pleine

Tab. II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Gravillon roulé de protection	0,05	20	01,00
Etanchéité multicouche	0,02	06	00,12
Papier kraft	-	-	00,05
Forme de pente	0,10	22	02,20
Film poly âne	-	-	00,01
Plaque de liège	0,04	-	00,16
Par vapeur	0,01	06	00,06
Plancher dalle pleine	0,15	25	03,75
Enduits de plâtre	0,02	10	00,20
G (charges permanentes)	07,55 (KN/m^2)		

3.2. Plancher étage courant

3.2.1. Plancher à corps creux

Tab. II.3 : Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Simple cloison + **Enduit en ciment**	0,10 0,02× 2	00,9 18× 2	00,90 0,36 × 2
Carrelage	00,02	20	00,4
Mortier de pose	00,02	20	00,4
Lit de sable	00,03	18	00,54
Plancher corps creux	0,16+0,04	-	02,80
Enduit plâtre	00,02	10	00,20
G (charges permanentes)	05,96 KN/m^2		

3.2.2. Plancher dalle pleine

Tab. II.4 : Charge due aux plancher à dalle pleine de niveau courant.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Simple cloison + **Enduit en ciment**	0,10 0,02× 2	0,9 18× 2	0,90 0,36 × 2
Carrelage	0,02	20	00,4
Mortier de pose	0,02	20	00,4
Lit de sable	0,03	18	00,54
Dalle pleine	0,15	25	03,75
Enduit en plâtre	0,02	10	00,20
G (charges permanentes)	06,91 KN/m^2		

4. Maçonnerie

4.1. Murs extérieur (double cloison)

Tab. II.5 : Charges du mur double cloison.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36 × 2
Brique creuse	0,10	09	0,9× 2
Lame d'aire	0,10	-	-
G (charges permanents)	02,52 KN/m^2		

4.2. Murs intérieurs (simples cloison)

Tab. II.6 : Charges du mur simple cloison.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Enduit en ciment	00,02	18	00,36 × 2
Brique creuse	00,10	09	00,9
G (charges permanents)	01,62 KN/m^2		

5. Charges d'exploitation

Tab. II.7 : Surcharges d'exploitation.

Plancher Niveaux (m)	Usage	Q (KN/m^2)	Article
21,59	Terr	1	[Art 7.3.3 DTR.B.C2.2]
18,53	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
15,47	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
12,41	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
9,35	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
6,29	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
3,23	Hab	1,5	[Art 7 .1 DTR.B.C2.2]
00,00	Comm /Hab	5/1,5	[Art 7 .2.2DTR.B.C2.2]

6.Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

Reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposent.

- Relient les poteaux.

- Supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires**

Relier les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Le pré-dimensionnement se fera selon le **[CBA 93]** et les vérifications selon le **[RPA 99 V 2003]**.

6.1.Poutre principale

L = 550 - 30 = 520 cm

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0{,}3\,ht \leq b \leq 0{,}7\,ht \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{520}{15} \leq ht \leq \frac{520}{10} \\ 0{,}3\,ht \leq b \leq 0{,}7ht \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{c} 34{,}66cm \leq ht \leq 52cm \\ 12\ cm \leq b \leq 28cm \end{array} \Rightarrow \begin{cases} ht = 40\ cm \\ 12 \leq b \leq 28 \\ b = 30cm \end{cases}$$

✓ Vérification des exigences du **[RPA 99 V 2003]** :

$$\begin{cases} b = 30\ cm > 20\ cm \\ ht = 40\ cm > 30\ cm \\ \frac{ht}{b} = 40/30 = 1{,}33 < 4 \end{cases} \Rightarrow \mathbf{C\ V}$$

6.2.Poutre secondaire

L = 425-30 = 395 cm

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0{,}3ht \leq b \leq 0{,}7ht \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{395}{15} \leq ht \leq \frac{395}{10} \\ 0{,}3ht \leq b \leq 0{,}7\,ht \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{c} 26{,}33\ cm \leq ht \leq 39{,}5cm \\ 09cm \leq b \leq 21cm \end{array}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} ht = 30cm \\ 9 \leq b \leq 21 \\ b = 30cm \end{cases}$$

Vérification des exigences du **[RPA 99 V 2003]** :

$$\begin{cases} b = 30cm > 20\ cm \\ ht = 30cm > 30\ cm \\ \frac{ht}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{cases} \Rightarrow \mathbf{CV}$$

6.3.Conclusion

Pour les deux types des poutres , on adopte une section (b×h) tell que :

1- Les poutres principales : (b× h = 30 ×40) cm^2

2- Les poutres secondaires : (b × h = 30 × 30) cm^2

8. Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[Art .7.7.1 RPA 99V2003].**

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

Tab . II.8 : Pré-dimensionnement des voiles.

Voile	$h_e = h - h_{ps}$ (cm)	$e \geq \frac{h_e}{22}$	$e_{adoptée}$ (cm)
Etage courant	306 - 30 = 276	12,54	15
RDC	323 - 30 = 293	13,32	15

9. Poteaux

9.1. Principe

Les poteaux sont prés dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux , les plus sollicités de la structure c'est-à-dire , un poteau est affecté par la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente des charges , on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation .

9.2. Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement [RPA 99 V 2003].**

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99 V 2003].**

- Min (b, h) ≥ 25 cm (en zone IIa) .
- Min (b, h) ≥ he/20

- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec :

he : Hauteur libre de l'étage .

D'après l'article **[B.8.4.1 de CBA 93]** , l'effort normal ultime agissant N_U d'un doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Avec :

N_U : Effort normal ultime (compression) = 1,35 G+1,5 Q

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau considéré.

Q : Surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau dans le calcul.

B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires ..... $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ cm^2

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- 1,5 Situation durable ou transitoire.
- 1,15 Situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

- 1,15 Situation durable ou transitoire.
- 1 Situation accidentelle.

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\,(\frac{\lambda}{35})^2} = \dfrac{0,85}{\beta} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \text{Soit : } \beta = 1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0{,}6\left(\frac{50}{35}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0{,}85}{1500}\lambda^2 \end{cases}$$

: L'élancement du poteau considéré $\boldsymbol{\lambda} = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0{,}7\ L_0 = 0{,}7h_e$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : Aire total de la section du poteau.

A : Section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours ...f_{c28} = 25 MPa.

f_e : Contrainte limite élastique des acier .....f_e = 400 MPa.

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

	(a*a)	**L_f (m)**	**i (m)**	**$\boldsymbol{\lambda}$**	**f_{c28} (MPa)**	**B (cm^2)**	**B_r (cm^2)**	**AS (cm^2)**	**α**	**N_U (KN)**
6	30*30	1,862	0,086	21,651	25	900	784	0,90	0,789	1170,210
5	35*35	1,862	0,101	18,435	25	1225	1089	1,225	0,806	1659,776
4	35*35	1,862	0,101	18,435	25	1225	1089	1,225	0,806	1659,776
3	35*35	1,862	0,101	18,435	25	1225	1089	1,225	0,806	1659,776
2	40*40	1,862	0,115	16,191	25	1600	1444	1,60	0,816	2227,457
1	40*40	1,862	0,115	16,191	25	1600	1444	1,60	0,816	2227,457
RDC	45*45	2,261	0,130	17,392	25	2025	1849	2,025	0,810	2830,552

9.3. Choix du poteau le plus sollicité

On a :

La surface compète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t = 16,985 m^2

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_p = 14,6 m^2

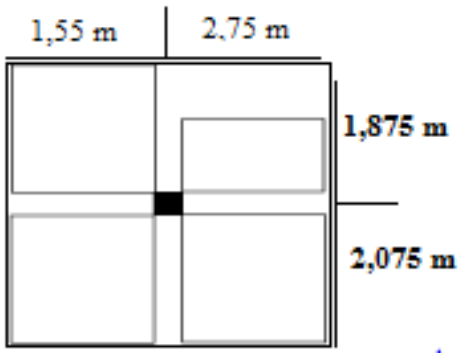


Fig .1 : le poteau le plus sollicité

9.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

9.4.1. Détermination des charges permanente

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = Poids de plancher terrasse × $S_{plancher\ t\ ou\ c}$

$G_{p.p\ ou\ p.s}$ = b× h× L× poids volumique du béton armé.

$G_{poteaux}$ = b× h × h_e × poids volumique du béton armé.

Tab II.10 : Détermination des charges permanentes.

Niveau	G pla.(KN)	G pot.(KN)	G p.p(KN)	G p.s (KN)	G (KN)	G cum (KN)
6	96,36	6,88	12	8,21	123,45	123,45
5	87,016	9,37	12	8,21	116,596	240,046
4	87,016	9,37	12	8,21	116,596	356,642
3	87,016	9,37	12	8,21	116,596	473,238
2	87,016	12,24	12	8,21	119,466	592,704
1	87,016	12,24	12	8,21	119,466	712,17
RDC	87,016	16,35	12	8,21	123,576	845,746

9.4.2. Détermination des surcharges d'exploitation

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

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

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

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

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

Tab. II.11 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	∑ Surcharges	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
6	1	Q_0	16,985	16,985
5	1,5	$Q_0 + Q_1$	42,46	59,445
4	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	65,39	124,835
3	1,5	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	85,77	210,605
2	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	103,60	314,205
1	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	118,89	433,095
RDC	1,5 /05	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	165,50	598,595

9.5. Détermination de l'effort normal ultime

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

N_{ultime}= 1,35 G + 1,5 Q ⇒ Nu = N_{ultime}+ 10%N_{ultime} = 1,1 N .

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

Etage	N_{ultime} =1,35G+1,5Q	1,1 N_{ultime}	Nu	Vérification
6	192,135	211,349	1170,210	**C.V**
5	413,229	454,553	1659,776	**C.V**
4	668,719	735,591	1659,776	**C.V**
3	954,778	1050,257	1659,776	**C.V**
2	1271,457	1398,604	2227,457	**C.V**
1	1611,072	1772,180	2227,457	**C.V**
RDC	2039,649	2243,614	2830,552	**C.V**

9.6. Vérification des conditions de [RPA 99 V 2003]

9.6.1. Vérification des conditions de [RPA 99 V 2003 .Art .7.4.1]

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

Tab. II.13 : Vérification des condition **[RPA99V2003].**

Dimension	Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm	Min $(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$	Obs.
30× 30	Min (30,30)≥ 25 cm	Min (30,30) ≥ 13,05 cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
35× 35	Min (35,35)≥ 25 cm	Min (35,35) ≥ 13,05cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40× 40	Min (40,40)≥ 25 cm	Min (40,40) ≥ 13,05cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45×45	Min (45,45) ≥ 25 cm	Min (45*45) ≥ 16,15 cm	1/4< 1< 4	Vérifiée

Toutes ces conditions sont vérifiées.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tab. II.14 : Section des poteaux.

Etage	Section (a × b)
6ème étage	30× 30
3 ; 4 ; 5ème étages	35× 35
1 ; 2ème étages	40× 40
RDC	45×45

10.Conclusion :

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

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

1. Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation, cependant ils doivent vérifies sous l'action sismique.

Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants:

-L'acrotère -Les balcons -Les escaliers et la poutre palière - Les planchers à corps creux.

2. Etude de l'acrotère

2.1. Introduction

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

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

Il a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

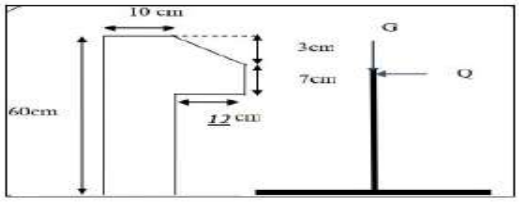


Fig. III.1: Schéma et dimension de l'acrotère .

2.2. Calcul les efforts

2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente (poids propre)

$$G = 25 \times \left((0{,}1 \times 0{,}6) + (0{,}12 \times 0{,}07) + (0{,}12 \times 0{,}03)/2\right) = 1{,}755 \text{ KN/ml}$$

b) Charge d'exploitation : Q = 1× 1 ml = 1 KN/ml

c) Combinaisons d'action

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

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal	Nu = 1,35× G = 1,35× 1,75=2,36KN
Effort tranchant	Vu = 1,5× Q = 1,5 ×1,00 = 1,5 KN
Moment d'encastrement	Mu = 1,5×Q×h=1,5×1×0,6=0,9 KN.m
Etat limite de service :ELS	
Effort normal	Nser = G = 1,75KN
Effort tranchant	Vser = Q = 1 KN .m
Moment d'encastrement	Mser = Q× h = 1× 0,6 = 0,6 KN .m

2.3. Ferraillage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100 ×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tab. III.2 : Paramètre de calcul.

Dimensions			**Caractéristiques**		
Notation	**Valeurs**	**Unités**	**Notation**	**Valeurs**	**Unités**
B	100	Cm	f_{c28}	25	MPa
H	10	Cm	f_e	400	MPa
C	2,5	Cm	σ_b	14,2	MPa
c'	2,5	Cm	σ_s	348	MPa
D	7,5	Cm	γ_s ; γ_b	1,15 ; 1,5	/

a) à l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9\times 10^2}{2,36} = 38,13$ cm

$\frac{h}{2}$ -c = $\frac{10}{2}$ - 2,5 = 2,5 cm

e ≥ 2,5 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul au flexion simple :**
- **Le moment fictif :**

$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right)$ =38,13 + 2,5 = 40,63 cm = 0,40m

$M_1 = N_u \times e = 2,36 \times 0,40 = 0,94$ KN.m

- **Détail de ferraillage :**

Tab. III.3 : Résultat de ferraillage à l'ELU et vérification à l'ELS.

Etat limite ultime : ELU					
$\mu = \frac{M_1}{b.d^2.\sigma_b}$	A'_1 (cm^2)	A_1 (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A_r(cm^2)
0,012	0	0,30	1	4HA8=2,01	3HA8=1,51
Etat limite de service : ELS					
$\sigma_{b\,adm}$	$\sigma_{s\,adm}$	σ_b	σ_s	Obs	
15	201,6	0,17	3,77	**Vérifiée**	

b) à l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

e_0= GC = $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,75}$ = 34,28 cm

$\frac{h}{2}$ - c =5 - 2,5 = 2,5 cm $<$ e_0 = 34,28 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures , et on a effort normal N compression .

Donc :

On adoptera la section calculée à l'ELU.

c) Vérification des contraintes de cisaillement

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ = min (0,1 f_{c28} ; 4 MPa) ⇒

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ = min (2,5 ; 4 MPa)

⇒$\tau_u \leq$ 2,5 MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75}$ = 0,02 MPa ⇒$\tau_u \leq$ 2,5 MPa .....Vérifié

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ pas de risque de cisaillement.

g) Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes :

D'après le **[CBA 93]** , la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :** $e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,8}{1,75} = 1,4\ m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05\ m \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression , donc la section est partiellement comprimée

on a $c = h/2 - e_G = 0,05 - 1,4 = -1,35\ m$; $y = y_c + c$

calcul de y_c : $y_c^3 + p + q = 0$

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2,7 \\ \cos\theta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \theta = 177,78^\circ \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a\cos\frac{\theta}{3} = 1,38\ m \\ y_{c2} = a\cos(\frac{\theta}{3} + 120^\circ) = -2,70\ m \\ y_{c3} = a\cos(\frac{\theta}{3} + 240^\circ) = 1,32\ m \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 1,38\ m \Rightarrow y = 0,03\ m$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15\ A\ (d - y) = 0,314 \times 10^{-3}$$

D'ou : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1,75 \times 10^{-3}}{0,314 \times 10^{-3}} \times 0,03 = 0,17\ MPa < 15\ MPa$ .....Vérifiée.

$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} = 15 \times \frac{1,75 \times 10^{-3}}{0,314 \times 10^{-3}} \times (0,075 - 0,03) = 3,77\ MPa <$ $201,6\ MPa$ .....Vérifiée.

- **Ferraillage de l'acrotère :**

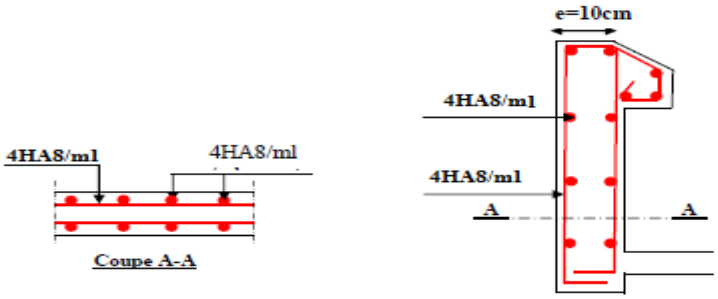


Fig. III. 2: Schéma de ferraillage de l'acrotère

3. Etude des balcons

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastré à son extrémité. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

- **Méthode de calcul**

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières , basée sur le mécanisme des fissures .

Donc :

on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture .

3.1 Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout , il faut prévoir , dans le cas de rupture , les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure .

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement , simple ou coté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

1- La lignes de rupture divise de la dalle en plusieurs régions appelées rigides , et elles sont supposées rester planes .

2- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle .

3- Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions .

4- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support .

5- La ligne de rupture négative est toujours répondue le long de l'axe de rotation de la région rigide .

6- Les lignes de rupture qui sont causées par moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag .

Les lignes de rupture qui sont causées par les moment négatives et sont représentées par une ligne discontinue .

7- Conventionnellement on désignera :

- ✓ Un coté libre par un trais sans hachures .
- ✓ Un appui simple par une hachure .
- ✓ Un encastrement par une double hachure .

3.2 Calcul des moments

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes , il sera appelé externe . et à évaluer le travail provoqué par les moments internes . il sera appelé travail interne .

Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro .

∑ des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

- **Travail externe**

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

T_{ext}= P.f

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = Charge répartie × Surface × Déplacement du centre de gravité de la surface .

- **Travail interne**

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de la rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe .

T_{int} = M.l.θ

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle .

Exemple de calcul de balcon de étage courant

Lx = 1 m

Ly = 3,2 m

G =5,20 KN/m^2

Q = 3,5 KN/m^2

1- Calcul des sollicitations

a) Combinaison des charges

Pu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 ×5,20 + 1,5×3,5 = 12,27 KN/m^2

Pser = 5,20 +3,5 = 8,70 KN/m^2

Lx/Ly = 1/ 3,20 = 0,312 ≤ 0,4 ⇒ un seul direction Lx

b) Détermination de M

Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext}$$

$$avec \begin{cases} T_{int} = M \times l \times \theta \\ T_{ext} = P \times f \end{cases}$$

3.3 Calcul du travail externe et interne

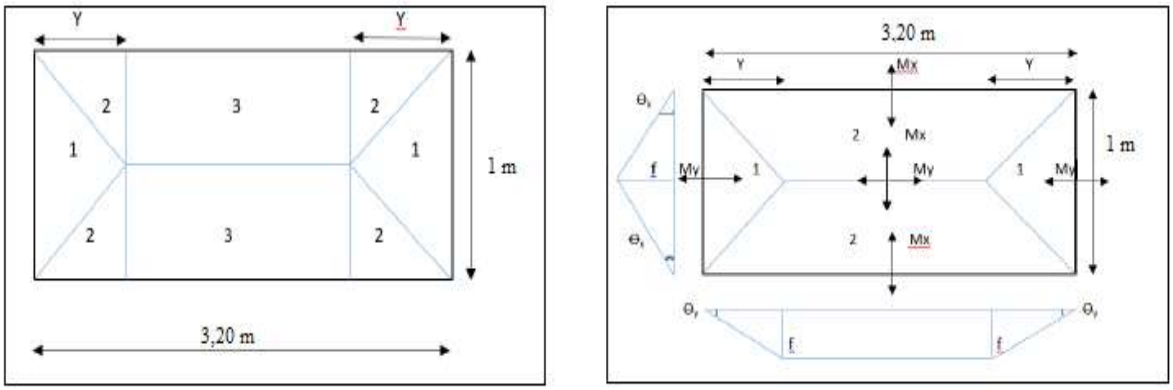


Fig . III.3: Lignes des rupture pour travail externe et interne .

Tab.III.4: Les résultats du travail externe et interne.

Travail externe	Résultat	Travail interne	Résultat
$\boldsymbol{T_{ext}}$ **(1)**	Pu $(\frac{1\times y}{2}) \times \frac{f}{3}$	T_{int} (1)	$2\times M \times \frac{f}{y}$
$\boldsymbol{T_{ext}}$ **(2)**	Pu $(\frac{0,5\times y}{2}) \times \frac{f}{3}$	T_{int} (2)	$2{,}87\times M \times f$
$\boldsymbol{T_{ext}}$ **(3)**	Pu$\times ((3{,}20 - 2y) \times 0{,}5) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} T_{int\,(i)}$	$4\times M \times \frac{f}{y} + 5{,}74 \times M \times f$
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext\,(i)}}$	$2 \times T_{ext}$ (1) $+ 4 \times T_{ext}$ (2) $+ 2 \times T_{ext}$ (3) $T_{ext} = 15{,}54 \times f \times y$		

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

On obtient :

Pu = $\frac{M\times(5{,}74+\frac{4}{y})}{(1{,}6-0{,}5y)} \Rightarrow$ y = 1,14

Donc :

Pu = 8,97 × Mu ⇒ Mu = 1,37 KN.m

Pser = 8,97 × $Mser$ ⇒ Mser = 0,97 KN.m

3.4 Calcul du ferraillage à l'ELU

Mtx = 0,8 × Mu = 1,096 KN.m

Max = - 0,5 × Mu = - 0,67 KN.m

Tab.III.5 : Les résultats de ferraillage de la balcon

	M(KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2\sigma_s}$	β	A cal (cm^2/ml) $A = \frac{Mu}{\beta .d.\sigma_s}$	A choisir (cm^2)
En travée	1,096	0,005	0,974	0,259	**5HA10= 3,93**
En appui	0,67	0,003	0,985	0,157	**5HA10= 3,93**

- **Vérification de la section**

$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15$ **C.V**

- **Condition d'espacement**

St = $\frac{100-5}{4} \approx 25\ cm \leq Min\ [3h = 45\ ; 33\ cm]$ = 33cm C.v

3.5 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Mtx = 0,8 .Mser = 0,8. 0,97 = 0,776 KN.m

Max = - 0,5 .Mser = -0,5 . 0,97 = -0,485 KN.m

Tab.III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M (KN.m)	A choisir (cm^2)	Y (m)	I(cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	A choisir (cm^2)
En travée	1,096	3,93	3,29	6187,42	0,757	15	**Vérifie**
En appui	0,67				0,5		

Donc :

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

3.6 Vérification de l'effort tranchant

$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$

τ = 0,049 MPa $\leq$ 1,17 MPa C.V

3.7 Condition de flèche

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

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{3,20} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,046 < \frac{1}{10} \times \frac{1,096}{1,37} = 0,08$ Condition non vérifiée.

$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12,5} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

- **Remarque :**

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur **[CBA 93 ANEXE (D) P 170]** Pour calculer la flèche .

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.7 :Vérification de flèche de balcon

	Les formules	**Résultat**
ρ	$\frac{A}{b_0\, d}$	0,003
λ_i	$\lambda_i = \frac{0,05\, f_{c28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b_0}\right) \rho}$	7
μ	$1 - \frac{1,75\, f_{t28}}{(4\, \rho\, \sigma_s + f_{t28})}$	0,59
f_{c28} (MPa)	$0,6 + 0,06\, f_{c28}$	2,1
σ_s (MPa)	$15 \frac{M_{ser}}{I_{XX}} (d - y)$	17,32
y_1 (cm)	$\frac{\frac{b\, h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$	7,69
I_0 (cm^4)	$\frac{b}{3}(y_1^3 + (h - y_1)^3) + 15\,.A\,(y_1 - d)^2$	73641,59
f_i (mm)	$\frac{M_{t\,.l^2}}{10.E_i\,.I_{fi}}$	1,50
I_{fi} (cm^4)	$\frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$	15790,59
$\bar{f}$ (mm)	$\frac{l}{500}$	$\frac{1000}{500} = 2$
Observation	$f_i < \bar{f}$	C .V

4. Escaliers

4.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement , la largeur est la giron, la partie verticale est là contre marche , le support

des marches s'appelle la paillasse . Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

4.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires

4.2.1. Dimensionnement

- **L'inclinaison de la paillasse**

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0{,}63 = \tan^{-1} 0{,}63 = 32{,}51^0$

- **La longueur de la paillasse et du palier :**

$L_{paillasse} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285\ cm = 2{,}85m$

$L_{total} = \sqrt{240^2 + 153^2} + 125 = 410cm = 4{,}10\ m$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

Condition d'épaisseur :

$\frac{L}{35} < e_p < \frac{L}{30}$

$\Rightarrow \frac{410}{35} = 11{,}71 < e_p < \frac{410}{30} = 13{,}66$

On adopte :

$L_{paillasse} = L_{palier} = 15\ cm.$

4.3. Détermination des charges et surcharges de l'escalier

4.3.1. Paillasse

Tab. III.9: Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
4	**Poids propre de la paillasse**	0,15/cos α	25	4,46
5	**Poids propre des marches**	0,17/2	25	2,12
6	**Garde-corps**	/	/	0,10
7	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
G (Charges permanentes)		**8,38KN/m²**		
Q(Surcharges d'exploitation)		**2,5 KN/m²**		

4.3.2. Palier

Tab. III.10 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.

	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
4	**Poids propre de palier**	0,15	25	3,75
5	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
G (Charges permanentes)		**5,45 KN/m²**		
Q(Surcharges d'exploitation)		**2,5 KN/m²**		

4.3.3. Détermination des efforts

$$\begin{cases} \text{ELU} : \Rightarrow P_u = 1{,}35\,G + 1{,}5Q \\ \text{ELS} : \Rightarrow P_{ser} = G + Q \end{cases}$$

Tab. III.11: Combinaisons des charges de l'escalier .

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5,45	2,5	11,10	7,95
Paillasse	8,38	2,5	15,06	10,88

3.3.4 : Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

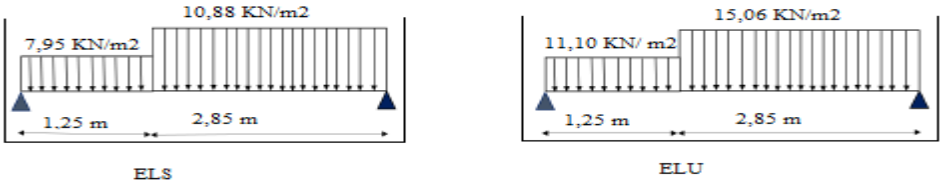


Fig -III. 4 : Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS.

- **Réaction des appuis :**

Tab. III.12 : Réaction des appuis.

Réaction	ELU	ELS
R_a	25,41	18,22
R_b	28,66	20,66

- **Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU à l'ELS :**

Tab.III. 13 : Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.

X	Moment fléchissant	Effort tranchant
Calcul des sollicitations à l'ELU		
$0 \leq X \leq 1,25$	M (0) = 0 M(1,25) = 23,09 KN .m	T (0) = 25,41KN T(1,25) = 11,53 KN
$1,25 \leq X \leq 4,30$	M (1,25) = 23,09KN.m M(4,30)= 0	T (1,25) = 11,53KN T(4,30) = -34,39 KN
Calcul des sollicitations à l'ELS		
$0 \leq X \leq 1,25$	M(0) = 0KN.m M(1,25) = 16,56 KN.m	T (0) = 18,22KN T(1,25) = 8,28 KN
$1,25 \leq X \leq 4,30$	M (1,25) = 16,56KN.m M(4,30) = 0	T(1,25) = 8,28KN T(4,30) = -24,90 KN

- **Calcul de moment max à l'ELU et l'ELS :**

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0,5\ M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0,85\ M_{max}$.

Tab. III-14 : Résultat des moments.

	La distance	Le moment		
		M_{max}	M_t	M_a
ELU	X = 0,95 m	27,27 KN.m	23,17KN.m	13,63KN.m
ELS	X = 0,76m	19,75KN.m	16,78 KN.m	8,37 KN.m

Conclusion :

Tab.III.15 : Les résultats (M et T).

	ELU	**ELS**
Mt max (KN.m)	23,17	16,78
Ma max (KN.m)	13,63	8,37
T max (KN)	-34,39	-24,9

4.3.5. Ferraillage de l'escalier :

à l'ELU :

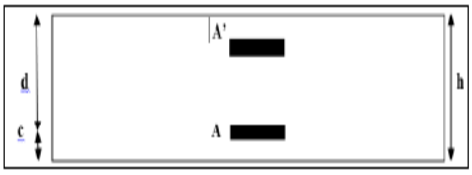


Fig . III.5 : Section de calcul

Tab. III. 16 : Paramètre de calcul.

b (cm)	**h(cm)**	**c(cm)**	**c'(cm)**	**d(cm)**	**f_{c28} (MPa)**	**μ**
100	17	2.5	2.5	14,5	25	0,392
f_e (MPa)	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**γ_b**	**γ_s**	**M_t (KN.m)**	**M_{app} (KN.m)**
400	14,20	348	1,5	1,15	23,77	15,85

Tab. III.17 : Les résultats du ferraillage des escaliers.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_1$ $\mu = \frac{M_u}{b\, d^2\, \sigma_b}$	β	$A_{calculé}$ (cm^2/ml) $A = \frac{M_u}{\beta\, d\, \sigma_s}$	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	23,17	0,077	0,960	4,78	5HA12 = 5,65
En appuis	13,63	0,045	0,978	2,76	5HA10 = 3,93

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_T}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\ cm^2$

$\Rightarrow A_{choisir} = 4HA8 = 2,01cm^2$.

$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98cm^2$

$\Rightarrow A_{choisir} = 4HA8 = 2,01cm^2$.

- **Condition de non fragilité : (Art A .4.2.1 CBA 93).**

$A_{min} = \frac{b\,h}{1000} = \frac{100\times17}{1000} = 1{,}7cm^2$.

$A_{choisir} > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Condition d'espacement :**

Tab.III.18 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartitions**
En travée	S_t= 20 cm ≤ Min (3h = 51 ; 33cm) = 33 cm	S_t = 20cm ≤ Min (4h = 68 ; 45cm) = 45cm
En appuis	S_t =20 cm ≤ Min(3h = 51 ; 33cm) = 33 cm	S_t =20cm ≤ Min (4h = 68 ; 45cm) = 45cm

2-3-6) : Vérification des contraintes :

à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

$$y \Rightarrow b\,.y^2 + 30\,A.y\,30\,A\,.d = 0$$

$$I = \frac{b\,y^3}{3} + 15\,A\,(d-y)^2 + 15\,A'(y-c')^2$$

Tab.III. 19 : Vérification des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	**$A_{choisir}$ (cm^2)**	**Y (cm)**	**I(cm^4)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**Obs.**
En travée	16,78	5,65	4,18	11460,55	6,12	15	**Vérifiée**
En appuis	8,37	3,93	3,58	8568,99	3,5	15	**Vérifiée**

Donc :

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

T = 34,39KN

$$\tau = \frac{T_u}{b\,d} = \frac{34{,}39\times10^3}{1000\times145} = 2{,}37MPa$$

$\overline{\tau} = Min\left(\frac{0{,}2\times f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right) = 3{,}33\ MPa$ Fissuration peu nuisible

$\tau = 2{,}37MPa \leq \overline{\tau} = 3{,}33\ MPa$ **Vérifiée**

❖ **Conclusion :**

Le choix :

- ✓ En travée : A_t = 5,65 cm^2 .
- ✓ En appuis : A_{ap} = 3,93 cm^2.
- ✓ Armatures de répartition :
- ✓ A_r= 2,01cm^2 .

Avec :

S_t = 25 cm

➢ **Condition de la flèche :**

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

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{4,30} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,039 < \frac{1}{10} \times \frac{16,78}{19,75} = 0,084$ Condition non vérifiée.

$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 14,5} = 0,0038 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

Avec :

h : Hauteur total de la section droit .

l : La portée entre nus d'appuis.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment maximum en travée.

A : Section de l'armature tendue correspondante.

f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

➢ **Remarque :**

Puisque les conditions précédentes ne sont vérifiées on se repose sur [CBA 93 ANEXE *D* P 170] pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.20 : Vérification des flèches des escaliers.

	Les formules	Résultat
ρ	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{5,65}{100\times14,5} = 0,0038$
λ_i	$\lambda_i = \frac{0,05\, f_{c28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right)\rho}$	$\frac{0,05\times2,1}{(2+3)\times0,0038} = 5,52$
μ	$1-\frac{1,75\, f_{t28}}{(4\,\rho\,\sigma_s + f_{t28})}$	$1-\frac{1,75\times 2,1}{(4\times 0,0038\times 302,42+2,1)} = 0,45$
f_{c28} (MPa)	$0,6+0,06\, f_{c28}$	$0,6+0,006\times 25 = 2,1$
σ_s (MPa)	$15\frac{M_{ser}}{I_{XX}}(d-y)$	$15\,\frac{19,75\times 10^6}{11460,55\times 10^4}(145-41,8) = 266,49$
y_1 (cm)	$\frac{\frac{b\,h^2}{2}+15.A.d}{b.h+15.A}$	$\frac{\frac{100\times17^2}{2}+15\times5,65\times14,5}{100\times17+15\times5,65} = 8,92$
I_0 (cm^4)	$\frac{b}{3}(y_1^3+(h-y_1)^3)+15.A(y_1-d)^2$	$\frac{100}{3}\times(8,92^3+(8,08)^3)+15\times5,65\times(10,47)^2 = 50531,91$
f_i (mm)	$\frac{M_{t.l^2}}{10.E_i.I_{fi}}$	$\frac{(16,78\times10^6)\times(4,30\times10^3)^2}{10\times32164,2\times15954,39\times10^4} = 6,04$
I_{fi} (cm^4)	$\frac{1,1\times I_0}{1+\lambda_i\times\mu}$	$\frac{1,1\times50531,91}{1+5,52\times0,45} = 15954,39$
$\bar{f}$ (mm)	$\frac{l}{500}$	$\frac{4300}{500} = 8,60$
Observation	$f_i < \bar{f}$	C .V

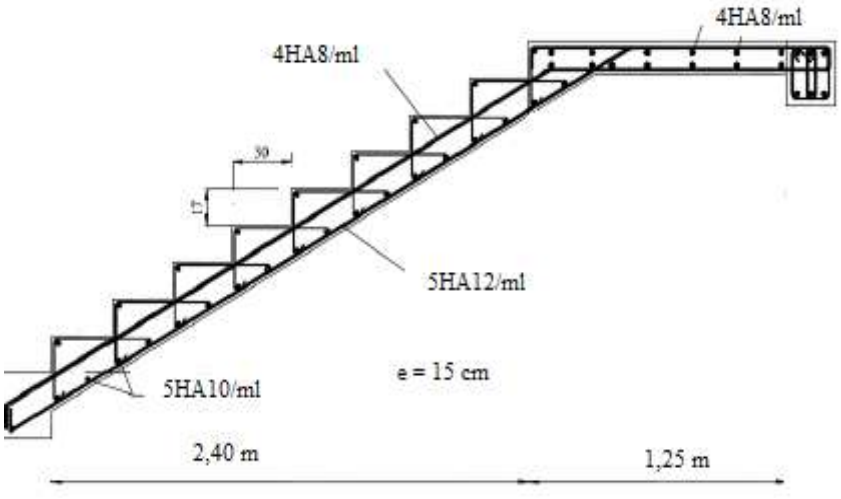


Fig. III.6: Schéma de ferraillage d'escalier.

4.4: Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b× h) avec longueur de 2,80 m.

4.4.1: Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :

$P_p = 0{,}3\times 0{,}3 \times 25 = 2{,}25 KN/ml.$

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R\,(ELU) = 25{,}41 KN \\ R(ELS) = 18{,}22 KN \end{cases}$$

doc:

$$\begin{cases} P_u = 1{,}35\,(P_p + R) = 37{,}34 \ \ KN \\ P_{ser} = (P_p + \ R) = 19{,}47 \ \ KN \end{cases}$$

4.4.2: Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M donne :

Tab.III.21 : Les résultats des efforts.

	R_a (KN)	**M_a (KN.m)**	**M_t (KN.m)**
	$R_a = \frac{P \times L}{2}$	$M_a = \frac{P \times L^2}{12}$	$M_t = \frac{P \times L^2}{24}$
ELU	52,27	24,39	12,19
ELS	27,25	12,72	6,36

l'ELU :

Tab.III. 22 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

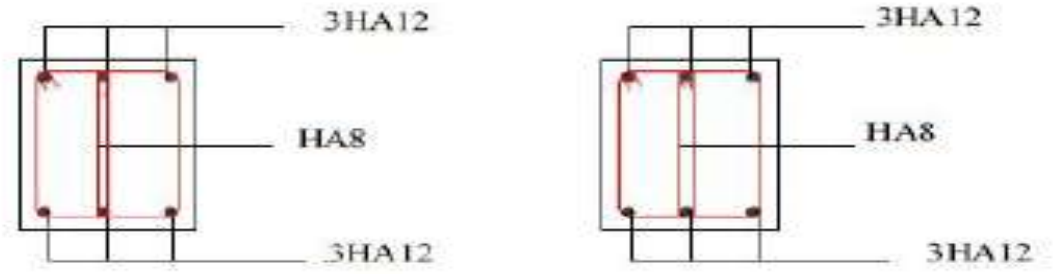
	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$	β	A calculé (cm^2/ml)	A choisi (cm^2)
		$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b}$		$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$	
En travée	12,19	0,036	0,981	1,27	3HA12 = 3,39
En appuis	24,39	0,073	0,963	2,59	3HA 12 = 3,39

- **Vérification des contraintes :**

l'ELS :

Tab.III. 23 : Vérification des contraintes de la poutre palière.

	M_{ser} (KN.m)	A choisir (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs
En travée	6,36	3,39	8,04	25455,90	2,00	15	C.V
En appuis	12,72	3,39	8,04	25455,90	4,01	15	C.V



En travée En appui

Fig. III.7 : Ferraillage de la poutre palière

5. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

5.2. Plancher à corps creux

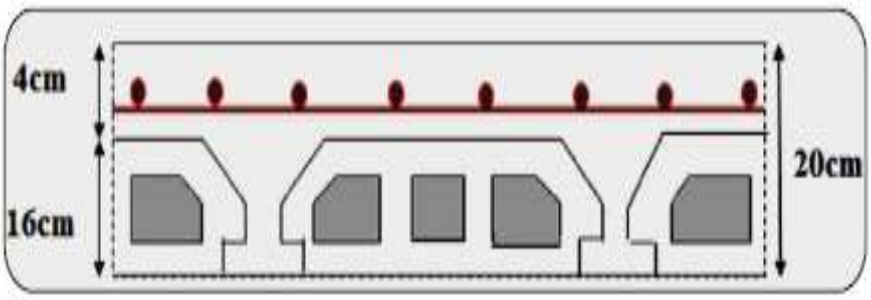


Fig. III. 8 : Plancher à corps creux

Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot.

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [BAEL91/99 art B.6.2.210]**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1- Plancher à surcharge modérée (Q<min (2G ; 5 5 KN/m^2)).

2- Le rapport entre deux travées successives :

$0{,}8 \leq {}^{l_i}/_{l_{i+1}} \leq 1{,}25$.

3- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

4- Fissuration peu nuisible (F.P.N) poutrelle encrée dans le plancher.

1. Moment en appuis de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le [BAEL91/99] préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à (- 0,15 M_0) , tel que $M_0 = \max(M_0^1 , M_0^n)$.

M_0 : Moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$) .

2. Moment en appuis intermédiaires :

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

-/ 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.

-/ 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

-/ 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

3. Moment en travée :

$$(1) : M_t + \frac{M_{g+}M_d}{2} \geq MAX \begin{cases} (1 + 0{,}3\alpha) \times M_0 \\ 1{,}05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1{,}2+0{,}3\alpha)\times M_0}{2} & \text{Si c'estune travée de rive .} \\ M_t \geq \frac{(1{,}2+0{,}3\alpha)\times M_0}{2} & \text{Si c'estune travée intermédiaire .} \end{cases}$$

Avec : M_t : Est le maximum entre (1) et (2) .

α : (Q/G+Q) Degré de surcharge

M_0: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré .

- **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10% s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :

$$V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

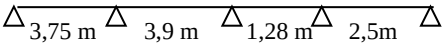
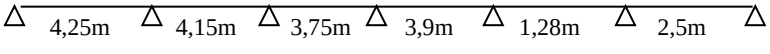
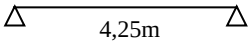
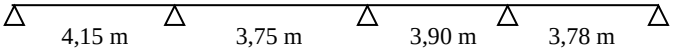
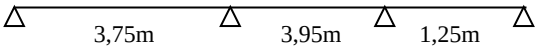
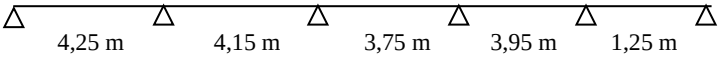
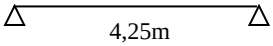
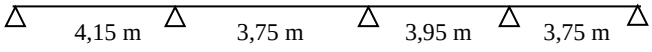
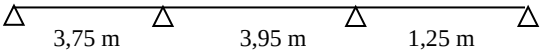
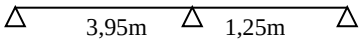
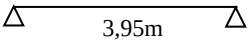
- **Domaine d'application de la méthode Caquot :**

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifie (le plancher supporte des surcharges élevée (Q > min (2G, 5KN/m^2))), on applique la méthode de Caquot.

Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2, 3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c.-à-d. on minore (G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moment aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moment en travées.

5.3. Les différents types des poutrelles :

Tab. III.24: Les différents types des poutrelles .

Type	**Schéma statique des poutrelles : (étages RDC)**
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type	**Schéma statique des poutrelles : (étage courant 1er , 5 étages)**
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type	**Schéma statique des poutrelles : (terrasse inaccessible)**
Type 9	
Type 10	
Type 11	

-/ Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Tab. III. 25: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles .

Type de poutrelle	Cause	Méthode adopté
T1 , T2 , T5 , T6 , T9 , T10	$1,25/3,95 = 0,31 \notin (0,8 ; 1,25)$	Caquot minoré
T4 , T8	✓	Forfaitaire
T3 , T7 , T11	/	RDM

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

-à l'ELU :

$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

-à l'ELS :

$q_s = G + Q$ et $p_s = 0{,}65 \times q_s$

-Caquot minorée :

$G' = \frac{2}{3} G$

-A l'ELU : $P'_u = (1{,}35 \times G' + 1{,}5 \times Q) \times 0{,}65$

-à l'ELS : $P'_s = (G' + Q) \times 0{,}65$

Tab.III. 26 : Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN)	G' (KN)	Q_1 (KN.m)	ELU		ELS		Q_2 (KN.m)	ELU		ELS	
				Pu (KN.m)	P'u(KN.m)	Ps(KN.m)	P's(KN.m)		Pu(KN.m)	P'u(KN.m)	Ps(KN.m)	P's(KN.m)
Plancher terrasse inaccessible	6,60	4,4	1	6,77	4,83	4,94	3,51	/	/	/	/	/
Etage courant	5,96	3,97	1	6,54	4,94	4,85	3,56	/	/	/	/	/
RDC	5,96	3,97	1	6,54	4,94	4,85	3,56	5	10,10	8,35	7,12	5,83

Tab.III-27 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

TYPES	ELU			Vu	ELS		
	Ma riv	Ma int	Mt		Ma riv	Ma int	Mt
1	-2,2	-11,9	12,30	18,94	-1;54	-8,30	8,71
2	-2,58	-9,22	11,08	21,46	-1;21	-6,43	8,14
3	-2,27	/	13,13	14,24	-2;27	/	11
4	-2,16	-9,02	16,02	22,65	-1;57	-6,36	11,29
Max	**-2,58**	**-11,9**	**16,02**	**22,65**	**2;27**	**-8,30**	**11,29**
5	-1,3	-7,1	8,5	12,56	-0;94	-5,11	6,16
6	-1,6	-8,72	9,16	14,24	-1;21	-6,27	8,04
7	-2,26	/	13,13	14,24	-1;55	/	11
8	-2,16	-7,21	11,75	15,61	-1,57	5,22	8,46
Max	**-2,26**	**-8,72**	**13,13**	**15,61**	**-1,57**	**-6,27**	**11**
9	-2,57	-7,75	8,38	12,26	-1,20	-4,88	6,16
10	-1,72	-7,12	9,75	13,23	-1,08	-4,96	7,01
11	-1,97	/	13,08	12,92	-1,45	/	9,32
Max	**-2,57**	**-7,75**	**12,76**	**13,23**	**-1,45**	**-4,96**	**9,32**

-Exemple de calcul (étage 1 à 5^{eme} étage) :

Données :

$$\text{ELU}\begin{cases} M_t = 13{,}13\ \text{KN.m} \\ M_a^{inter} = -8{,}72\ \text{KN.m} \\ M_a^{rive} = -2{,}26\text{KN.m} \end{cases} \qquad V = 15{,}61\ \text{KN} \qquad \text{ELS}\begin{cases} M_t = 11\ \text{KN.m} \\ M_a^{inter} = -6{,}27\ \text{KN.m} \\ M_a^{rive} = -1{,}57\ \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les caractéristiques géométriques de la poutrelles sont :**

b=65 cm , b_0 = 10 cm , h =20 cm ,d =18 cm , d' = 2 cm , h_0 = 4 cm , b_1 = 27,5 cm

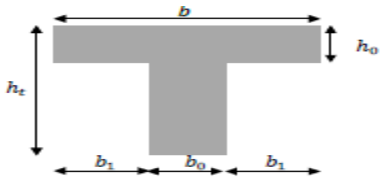


Fig III- 9 : coupe transversale d'une poutrelle.

- Calcul à l'ELU :

A - Armature longitudinales :

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple .

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right) \ ; d = h - d' = 0{,}20 - 0{,}02 = 0{,}18\ \text{m}$$

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu}

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times 10^3 \times (0{,}18 - 0{,}02) \Rightarrow M_{tu} = 59{,}07\ \text{KN.m}$$

$M_t = 13{,}13\ \text{KN.m} < M_{tu} = 59{,}07\ \text{KN.m}$ ⇒ l'axe neutre passe par la table de compression , donc la table n'est pas entièrement comprimée ⇒ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $(b \times h)$ $(0{,}65 \times 0{,}20)\ m^2$.

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13{,}13 \times 10^{-3}}{0{,}65 \times 0{,}032 \times 14{,}2} = 0{,}044 < \mu_l = 0{,}392$ ⇒ A' = 0 (Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire) .

$\mu_{bu} < 0{,}186 \Rightarrow$ Pivot A :

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348$ MPa

$\alpha = 1{,}25\ (1 - \sqrt{1 - 2\,\mu_{bu}}) = 0{,}056$

$Z = d\ (1 - 0{,}4\,\alpha) = 0{,}18\ (1 - 0{,}4 \times 0{,}056) = 0{,}175$ m

$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{13{,}13 \times 10^{-3}}{0{,}175 \times 348} = 2{,}15$ cm^2 . Soit A_s = 3HA10 = 2,36 cm^2

Remarque :

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferraillage : A_s = 3HA12 = 3,39 cm^2

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 0{,}65 \times 0{,}18 \times 2{,}1 \times 10^4}{400} = 1{,}413 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1{,}413$ cm^2 $< A_{cal} = 2{,}15$ cm^2 .....C V

-Aux appuis :

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul , donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) , (0,10 × 0,20) m^2 ; avec M_u = 8,72 KN.m

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8{,}72 \times 10^{-3}}{0{,}10 \times 0{,}032 \times 14{,}2} = 0{,}189$ $\mu_{bu} = 0{,}189 > 0{,}392 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1{,}25\ (1 - \sqrt{1 - 2\,\mu_{bu}}) = 0{,}264$

$Z = d\ (1 - 0{,}4\,\alpha) = 0{,}18\ (1 - 0{,}4 \times 0{,}264) = 0{,}160$ m

$M_a^{inter} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{8{,}72 \times 10^{-3}}{0{,}160 \times 348} = 1{,}56$ cm^2 . Soit A_s = 2,26 cm^2

b) Appuis rives :

$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,26 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,032 \times 14,2} = 0,049$ $\mu_{bu} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A

A' = 0

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\ \mu_{bu}}) = 0,062$

Z = d (1 - 0,4 α) = 0,18 (1 - 0,4 × 0,062) = 0,175 m

$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,26 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,37$ cm² .

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,217$ cm² $< A_{cal} = 0,37$ cm² .....C V

A = 0,37cm² Soit : 1HA10 = 0,79 cm²

- **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33$ MPa

$V^{max} = 15,61$ KN

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15,61 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,86$ MPa

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ .....CV.

(Il n'y' a pas de risque de rupture par cisaillement) .

✓ **Armatures transversales :**

Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \geq$ min (${}^{b_0}/_{10}$; ${}^{h}/_{35}$; $\emptyset_l^{min}$) $\Rightarrow \emptyset_t \geq$ min (10 mm ; 5,71 mm ; 10 mm) = 5,714 mm

On adopte a un étrier Ø 8.Donc la section d'armatures transversales sera: A_t= 2 Ø8 = 0,57 cm^2

- ✓ **Espacement S_t :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

1)- $S_t \leq$ min (0,9 , 40 cm) $\Rightarrow S_t \leq$ 16,2 cm

2)- $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,89 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} =$ 70,15 cm

Avec K = 1 (pas de reprise de bétonnage , flexion simple et fissuration peut nuisible) .

3)- $S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} =$ 57 cm

S_t = min (1 ; 2 ; 3) : on adopte S_t = 15 cm

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$ = min ($0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5) MPa

$b_1 = (b - b_0/2) \Rightarrow b_1$= 27,5 cm

$\tau_u = \frac{0,275 \times 15,61 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,01$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 3,33$ MPa CV

Il n' y 'a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure .

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**
- **Appuis de rive :**

On doit vérifier que : $A_1 \geq \gamma_s \times V_u/f_e$ (Art A.5..321) BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 15,61 \times 10^{-3}/400$ = 0,44 cm^2

A_l = 3,39 + 0,79 = 3,84 $cm^2 \Rightarrow A_l$ = 3,84 $cm^2 > 0,44$ cm^2 CV

- **Appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s/f_e$ ($V_u + M_u/0,9$ d) .

$$A_l \geq \gamma_s/f_e\left(V_u + M_u^{inter}/0{,}9\ d\right) \Rightarrow \frac{1{,}15}{400}\left(15{,}61 \times 10^{-3} - \frac{8{,}72 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}18}\right)$$

$A_l = 0{,}02\ cm^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire , car l'effort est négligeable devant l'effet du moment CV

- ✓ **Vérification de la bielle :** $\sigma_{bc} = \frac{2\,V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ [Art A.5 313 . BAEL91/99]

Avec : a = min (0,9 d ;(40 - 4) cm) = 16,2 cm

Ce qui donne : $V_u \leq 0{,}267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow$ 15,61 KN < 108, 135 KN CV

-Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est nécessaire alors il a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de compression de béton.

-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

1- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire [Art B.6.3 BAEL]

2- Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}\ y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

$M_{t\,ser} = 11$ KN.m

- **En travée :**
- ✓ **Position de l'axe neutre :**

On a : A' = 0

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15\ A\ (d - h_0)$

$H = \frac{0{,}65 \times 0{,}04^2}{2} - 15 \times 3{,}39 \times 10^{-4} \times (0{,}18 - 0{,}04) = -1{,}919 \times 10^{-4} m^3$

H< 0 : Alors l'axe neutre passe par la nervure , le calcul se fera comme une section en T .

- ✓ Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad\right] = 0$$

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3{,}39] \times y - \left[(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3{,}39 \times 18\right] = 0 \quad ; 5 \times y^2 + 270{,}85y - 1427{,}3 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne y = 4,84 cm

- ✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A\,(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4{,}84^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4{,}39 - 4)^3 + 15 \times 3{,}39 \times (18 - 4{,}84)^2 \Rightarrow I = 11261{,}96\ cm^4$$

- ✓ **Les contraintes :**

$\sigma_{bc} = \frac{11 \times 4{,}39 \times 10^{-5}}{11261{,}96 \times 10^{-8}} = 4{,}72$ MPa $\quad \sigma_{bc} = 4{,}72$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa .....C.V

- **En appuis intermédiaires :**

Le même travail à faire au niveau de l'appuis, la section à calculer est ($b_0 \times h$) .

$$M_{a\,ser} = -6{,}27 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 32{,}5\,y^2 + 27\,y - 486 = 0 \Rightarrow y = 3{,}47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A\,(d - y)^2 = \frac{65 \times 3{,}47^3}{3} + 15 \times 1{,}8\,(18 - 3{,}47)^2$$

$$I = 6605{,}54\ cm^4$$

- ✓ **Les contraintes :**
- ✓ $\sigma_{bc} = \frac{6{,}27 \times 3{,}47 \times 10^{-5}}{6605{,}54 \times 10^{-8}} = 3{,}29$ MPa

Donc : $\sigma_{bc} = 3{,}29$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa .....

- ➢ **Condition de la flèche :**

Par l'utilisation de l'application Robot Expert on trouve :

$\bar{f} = \frac{1800}{500} = 3{,}6$ mm $> f = 0{,}141\ mm$ .....C. V

Tab.III. 28 : Les résultats de ferraillage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui int	Appui riv
Etage courant	- 1HA 12 - 3HA 14 -St =15	- 1HA 12 - 3HA 14 -St =15	- 1HA 12 - 3HA 14 -St =15
Terrasse inaccessible	- 1HA 12 - 2HA 12 + 1HA14 -St =15	- 1HA 12 - 2HA 12 + 1Ha14 -St =15	- 1HA 12 - 2HA 12 +1HA14 -St =15

CHAPITRE IV

Etude dynamique

1. Introduction

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évolution des efforts horizontaux d'origine sismique exercés d'une manière pouvant augmenter les déformations.

2. Caractéristiques dynamiques de la structure

2.1 Centre de masse

On calcul le centre de masse de chaque niveau, tout d'abord sans voiles, ensuite avec les voiles.

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

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec:

W_i : poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.

X_i ; Y_i : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.

X_G;Y_G : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Tab .IV.1: Coordonnées du centre de masse du bloc

	W_i	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G	Y_G
1	7853.13	699812.40	407093.08	18.05	10.50
2	5155.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
3	5155.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
4	5155.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
5	5155.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
6	5155.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
Terrasse	5140.44	649022.69	407093.08	16,74	10.50
Poids total	38770.77	-	-	-	-

2.2. Calcul de Centre de rigidité

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.

- tout 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'axes choisi, il est défini par les formules suivantes:

$X_T = \frac{\sum I_{YGI}.X_i}{\sum I_{YGI}}$ et $Y_T = \frac{\sum I_{XGI}.Y_i}{\sum I_{XGI}}$

Avec :

$I_{XG\,i}$ et $I_{YG\,i}$ l'inertie suivant les axes (ox) et (oy) respectivement de chaque élément de contreventement (poteaux, voiles).

X_i et Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_T et Y_T les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Chaque poteau ou voile i est défini par :

- son centre de torsion T_i ;
- ses axes principaux d'inerties par rapport à son centre de gravité (X_{Gi} ; Y_{Gi}).
- ses moments d'inertie principaux :$I'_{XI} = \int Y'^2 dS$et$I'_{YI} = \int X'^2 dS$par rapport au plan (x ; y).

- l'orientation $\alpha_i$avec le repère général : α_i= angle de l'axe principal de l'inertie la plus grande avec l'axe y_i. Il est rappelé que :

- le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre géométrique ou son centre de gravité;

- pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

3. Voiles

3.1. Voiles pleins

Un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'augmenter la rigidité de la structure, donnant une grande marge de stabilité de la structure.

h: hauteur de voile.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du voile / à " ox " et / ou / à " oy ".

Moment d'inertie

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$Par rapport à " X_G ".

$I_{YG} = \frac{L.e^3}{12}$Par rapport à " Y_G ".

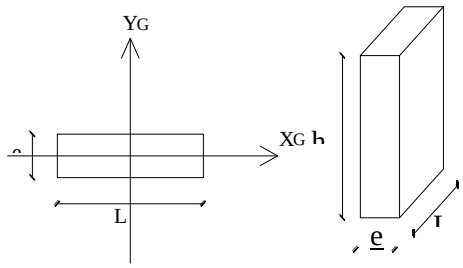


Fig. IV.1: Voile plein

3.2. Voiles avec ouvertures

Suite à l'exigence d'architecture parfois on a des baies dans l'endroit qui contient des voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture qui est notre cas est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation, appelée linteau.

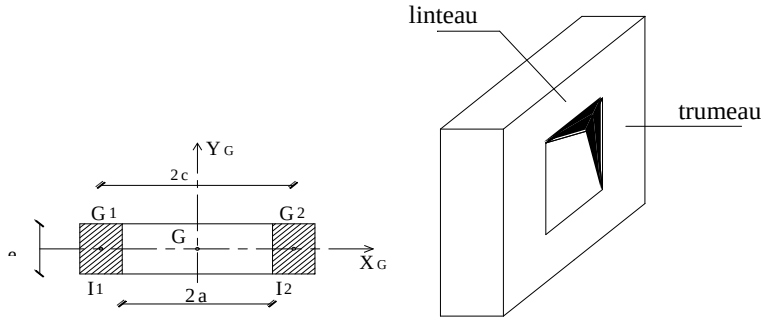


Fig. IV.2 : Voile avec une seule ouverture

$B1 = e.b1$

$B_2 = e.b_2$

$I_1 = \frac{e.b_1^3}{12}$ et $I_2 = \frac{e.b_2^3}{12}$

$I0 = I1 + I2$

$I = I0 + B1.C1^2 + B2.C2^2$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le voile.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble. $m = \frac{2c}{\frac{1}{B_1}+\frac{1}{B_2}}$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

B_i: aire des éléments du voile.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux. a: demi portée de l'ouverture. α =w.H0 (Coefficient de monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du voile.

$W^2 = \frac{3.i.I.C}{I_0.m.a^3.H}$ Voile à une seule file d'ouverture.

$W^2 = \frac{G}{3.I.H}\left[2\left(\frac{i.c^2}{a^3}\right)\right]$ Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

Remarque

Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré donc comme étant plein.

Calcul des inerties de voile avec ouverture

Inerties de voile

- *Voiles avec ouverture* :

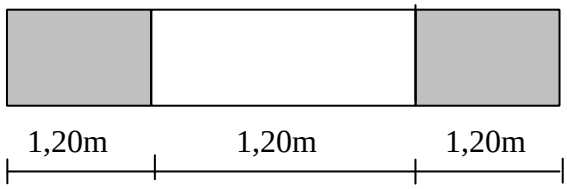


Fig. IV.3: Coupe d'un voile

Tab. IV.2: Caractéristiques du voile

L1 & L2 (m)	2a (m)	e (m)	A1 & A2 (m^2)	I1 & I2 (m^4)
1.2	1,2	0,15	0.18	0.0216

$i = 1{,}5.10^{-3}$ m = 0.546 ω = 1,78 α=36.48

$\alpha > 10$ alors: le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Excentricité statique

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction **:**

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |X_m - X_T| \\ e_y = |X_y - Y_T| \end{cases}$

Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Dans notre cas la plus grande dimension en plan est " Lx = 34.05m et Ly =17.70 m,

Donc: 5%.Lx = 0.05 x 34.05 =1.70 m et 5%.Ly = 0.05 x 17.70 =0.88 m

Remarque:

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

4. Modélisation de la structure

4.1. Introduction

Le Bâtiment est implanté à l'omaria, zone $_{IIa}$(moyenne sismicité) selon le RPA 99 VERSION 2003 qui limite l'utilisation des portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide à trois niveaux ou 11m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 22,10 m soit conforme aux exigences du RPA 99 V 2003**(Voir Art 3.4.4.a)**

4.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.

4.3. Méthode dynamique modale spectrale

Le comportement d'une structure sous l'action des charges dynamiques est étudié en précisant la méthodologie de calcul de cette structure d'une manière relativement simple. Pour notre étude, on va utiliser la méthode spectrale moyennant le logiciel SAP2000; basé sur l'application de la méthode des éléments finis. Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacement, et efforts) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Pour la modélisation d'une structure; le logiciel SAP2000 préconise trois modèles mathématiques fondamentaux:

1- Modèle à nœud maître (Modélisation par console).
2- Modèle des plaques.
3-Modèle des diagonales.

Dans notre cas on utilisera le premier modèle. Le nœud maître coïncide avec le centre de masse du plancher; donc le mouvement du plancher est donné par le mouvement du nœud. L'étape suivante est de décomposer la structure en ses éléments moyennant les options de SAP2000.

La résolution des équations du mouvement qui résultent de la modélisation adoptée, donnera la réponse de la structure au séisme.

On va donc introduire la structure pour l'analyse au SAP2000 moyennant un fichier de données.

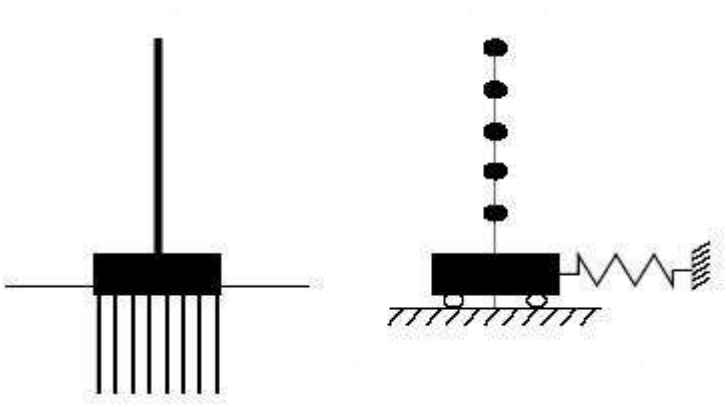


Fig. IV.4: Schéma équivalent de la Modélisation de la structure

Centre de rigidité

Tab. IV.3: Coordonnées du centre de rigidité de chaque niveau

	∑Ix	∑Iy	∑X.Iy	∑Y.Ix	XM	YM
terrasse	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
06	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
05	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
04	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
03	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
02	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59
01	4.128	4.128	70.299	39.587	17.03	9.59

. **Excentricité**

Tab. IV.4: Excentricité de chaque niveau

	X_M (m)	YM (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
terrasse	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
6	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
5	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
4	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
3	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
2	17.03	9.59	16.74	10.50	0.29	0.91
1	17.03	9.59	18.05	10.50	0.29	0.91

5. Calcul des masses tortionnelles

La masse tortionnelle est donnée par la formule suivante :

$$M\theta zi = Mi\ (Ixgi + Iygi)\ /Ai.$$

Avec;

M_{ozi} : Masse tortionnelle de niveau (i)

M_i : Masse concentrée du niveau (i)

A_i : Surface en plan du niveau (i)

I_{xgi} : Moment d'inertie du niveau (i) / à l'axe X_g.

I_{ygi} : Moment d'inertie du niveau (i) à l'axe Y_g.

Remarque : La valeur du poids de la structure W comprend la totalité des charges permanentes plus 20% des charges d'exploitation : W= G + 0,20 Q

6. Calcul des axes principaux d'inertie

Les axes principaux d'inertie sont deux axes perpendiculaires passant par le centre de gravité d'une surface, et pour lesquels les moments d'inertie correspondants sont l'un maximum et l'autre minimum. La valeur de l'angle d'inclinaison de l'axe principal (α) est donné par la formule : $\mathrm{tg}(2\alpha) = \frac{-2I_{xyG}}{I_{xG}-I_{yG}}$

Tab. IV.5: Masse tortionnelle de chaque niveau

NIV	A(m^2)	M(kN)	IxG (m4)	I_{yG} (m_4)	M_{ozi}(kN.m^2)	A
Terrasse	455.85	3,85x10^3	42970,42	98723,07	23920,35	32,29
6	455.85	3,99x10^3	42970,42	98723,07	26717,44	32,88
5	455.85	3,99x10^3	42970,42	98723,07	27089,36	33,01
4	455.85	4,67 x10^3	48905,73	101179,02	35573,98	33,15
3	455.85	5,25 x10^3	48031,62	90589,47	39598,22	32,21
2	455.85	5,25 x10^3	54840,58	101534,58	37598,22	33,86
1	556.36	6.23x10^3	57750.30	103352,58	41534,22	34.21

Déplacement de la structure (nœuds maîtres)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,01h (h: hauteur de l'étage)

Tab. IV.6: Déplacement des nœuds maîtres

Z (m)	Déplacement suivant x (mm)	R.X (mm)	ΔX (mm)	Déplacement suivant y (mm)	R.Y (mm)	ΔY (mm)	0,01.hi	Observation
22.10	15.12	75.60	12.74	11.73	58.64	10.17	30.6	**OK**
19.04	12.57	62.86	13.20	9,7	48,50	10.41	30.6	**OK**
15.98	9.93	49.66	13.40	7,61	38.06	10.39	30.6	**OK**
12.92	7.25	36.26	12.83	5,53	27.67	9.77	30.6	**OK**
9.86	4.69	23.44	11.14	3.58	17.89	8.38	30.6	**OK**
6.80	2.46	12.30	8.31	1.90	9.51	6.28	30.6	**OK**
3.74	0.80	4.00	4.00	0.65	3.23	3.23	32.3	**OK**

Déplacement en tête : $\Delta_{max} = 75.60$ mm $\leq$ H/250 = 88.40 (avec H = 22.10 m**)**

Conclusion : ***On remarque:***

$U_{xi} - U_{xj} < 0{,}01h$ $U_{yi} - U_{yj} < 0{,}01h$

Avec **:**

$(U_{xi} - U_{xj})$et$(U_{yi} - U_{yj})$: les déplacements suivant x et y entre 2 niveaux i et j Successifs et h la hauteur d'étage.

Coefficient de participation massique

Ce coefficient α_i correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment.

La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

α : il indispensable, puisqu'il permet de déterminer le nombre de mode propre de vibration nécessaire

Pour l'analyse dynamique de la structure, en effet le nombre de modes nécessaires à prendre en compte et tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes serait au moins égale à 90 % d'après le RPA99.

Les coefficients " α_i " et les périodes sont portés dans les tableaux suivants :

Tab. IV.7: Périodes et coefficients α_i

Mode " I "	Période"S"	Participation modale cumulée en (%)		
		Suivant "x"Ux	Suivant "y"Uy	Suivant "z" (Rotation)
1	0.548	**66.52%**	0.00%	0.76%
2	0.416	66.53%	**66.91%**	0.77%
3	0.359	67.54%	66.92%	**65.82%**
4	0.144	85.68%	66.92%	66.36%
5	0.109	85.69%	69.72%	66.36%
6	0.105	85.70%	86.28%	66.36%
7	0.101	85.70%	86.66%	66.36%
8	0.099	85.70%	86.70%	66.37%
9	0.099	85.72%	86.86%	66.38%
10	0.099	85.72%	87.24%	66.38%
11	0.098	85.73%	87.27%	66.38%
12	0.097	85.75%	87.37%	66.39%
13	0.095	85.75%	87.41%	66.39%
14	0.091	86.20%	87.41%	86.74%
15	0.090	86.20%	87.41%	86.76%
16	0.088	86.21%	87.42%	86.76%
17	0.087	86.22%	87.42%	86.76%
18	0.086	86.23%	87.43%	86.77%
19	0.085	86.26%	87.45%	86.77%
20	0.083	86.26%	87.46%	86.77%

Remarque

A partir du 14ème mode, on remarque que la participation massique ne converge pas vers les 90 % dans les deux sens, et c'est dû probablement à la différence de rigidité entre le RDC et les différents étages.

Le nombre de mode à retenir est défini dans l'article 4.3.4.b par la formule :

$K \geq 3\sqrt{N}$ où N est le nombre de niveau au-dessus du sol (06 niveau dans notre cas)

D'où $K = 3\sqrt{6} = 7.34$ D'où K =10 et T_k = 0.099s

La disposition des voiles obéit à certains critères, à savoir :

- ✓ Minimum 02 voiles par directions
- ✓ Disposer les voiles de manière symétrique le maximum possible
- ✓ Veiller à ce que la disposition ne gêne pas l'aménagement architectural

Ces critères permettent à la structure d'avoir la réponse souhaitée et de distribuer les masses et les rigidités de manière symétrique, et éviter par conséquent tout phénomène de torsion. La disposition des voiles est la suivante :

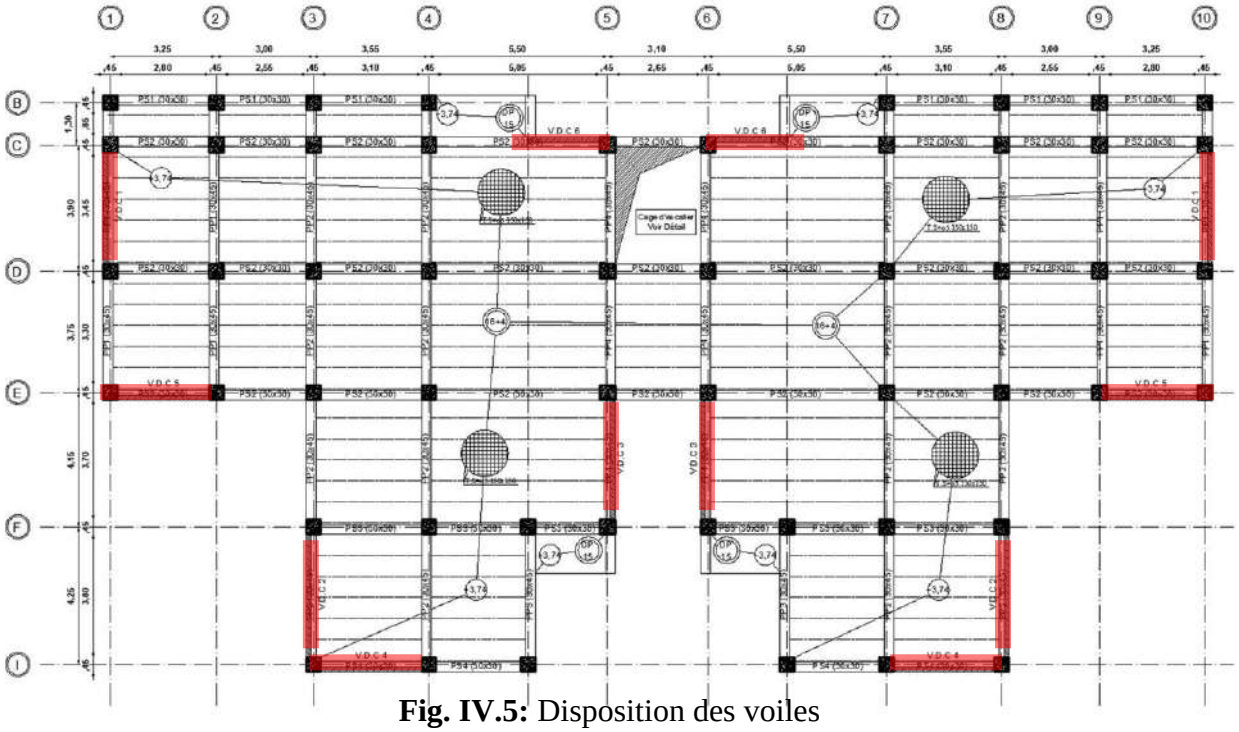


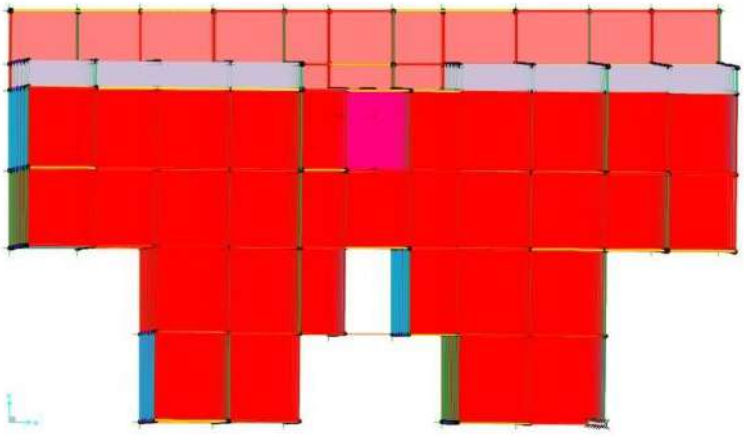
Fig. IV.5: Disposition des voiles

Cette disposition vérifient les points cités précédemment et contribuent à la stabilité de la structure dans les conditions statiques et sismiques.

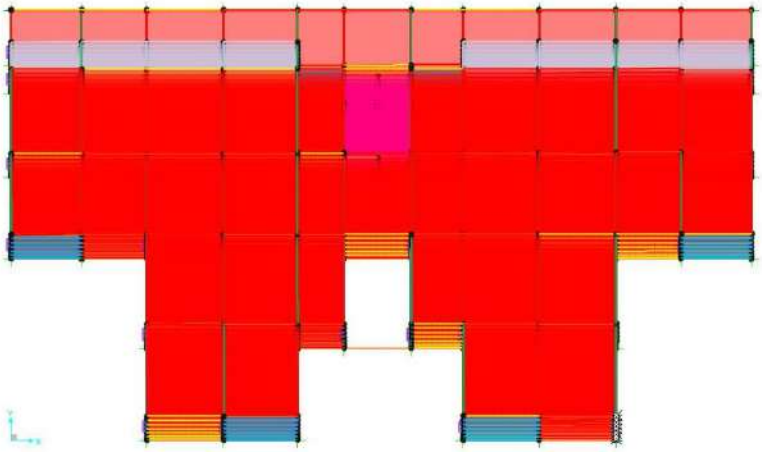
Constatations

On peut faire les constatations suivantes:

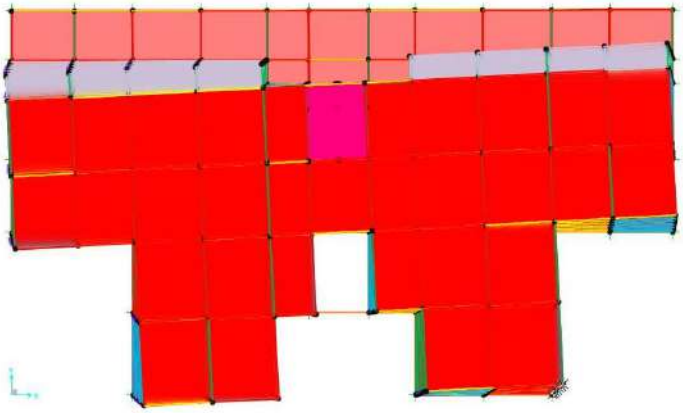
1er mode: translation dans le sens (x) avec **66.52%**



- **Fig. IV.6:** Translation suivant X (1er mode)
- 2ème mode: translation dans le sens (y) avec **66.91%**



- **Fig. IV.7:** Translation suivant Y (2ème mode)
- 3ème mode: rotation suivant l'axe verticale avec **65.82%**



- **Fig. IV.8:** Rotation autour de l'axe vertical (3ème mode)

7. Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

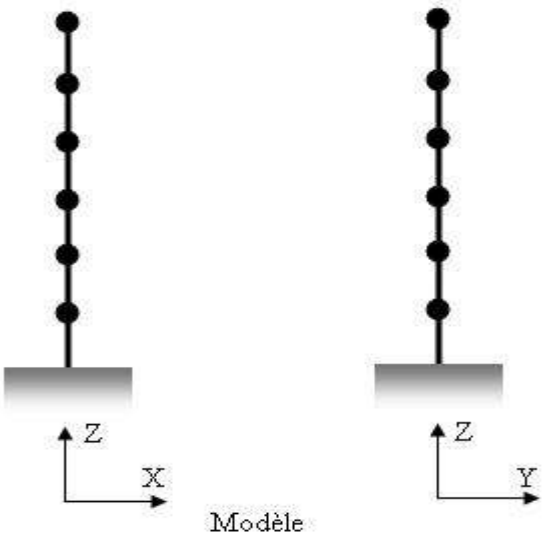
Condition d'application (Art 4.1.2)

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en élévation, par contre la structure n'est pas régulière en plan en prenant en considération les décrochements présents en plan. (Art 3.5.1.a3).
b) La hauteur ne doit pas dépasser 60m en zones IIa : notre structure est régulière élévation, la hauteur étant égale 22,10m.

Modélisation (Art 4.2.2)

- Le modèle de calcul du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.



Modèle

Calcul de la force sismique totale (Art 4.2.3)

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W \qquad \text{et} \qquad V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = f (zone II_a, groupe d'usage 2) = 0,15 "tableau 4.1: RPA 99 VERSION 2003"
D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2 = 0,5 s "tableau 4.7: RPA 99 V 2003" (avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ = 7 % "tableau 4.2: RPA 99 VERSION 2003" (avec remplissage dense)

$\rightarrow \eta$ = 0,882

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

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$

D : [Art 4.2.4]

Où

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T_X = 0{,}09 \times 22.10/\sqrt{34.05}$ =0,341 s

$T_Y = 0{,}09 \times 22.10/\sqrt{17.70}$ =0,473 s

$D_X = 2{,}5\eta = 2{,}205$ $\quad 0 \le T = 0{,}34\ s \le T_2 = 0{,}5s$

$D_Y = 2{,}5\eta = 2{,}205$ $\quad 0 \le T = 0{,}473\ s \le T_2 = 0{,}5s$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4 (Mixte portique/voiles avec interaction)

"tableau 4.3: RPA 99 V 2003"

Q : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_i^6 P_i$

Tab. IV.8: Facteurs de qualité

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10
Σ	0,20		0,20	

$Q_X = 1+0,20=1,20$

$Q_Y = 1+0,20=1,20$

W : poids total de la structure

$W = \sum_i^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta = 0,20$ "tableau 4.5: RPA 99 VERSION 2003"

Les poids permanents et d'exploitations de tous les niveaux sont résumés dans les tableaux suivants:

Tab. IV.9: Poids total de chaque niveau en kN

	Terrasse	**6**	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**
Wi = G+0.20Q	**5140.44**	**5155.44**	**5155.44**	**5155.44**	**5155.44**	**5155.44**	**7853.13**

$$W = \sum_{i=1}^{6} W_i = 38770.77 \text{ kN}$$

La force sismique V**:**

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.20}{4}.38770.77 = 3847,02 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R}.W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.20}{4}.38770.77 = 3847,02 \text{ kN}$$

Vérification des forces sismiques "RPA 99 V 2003" (Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue à partir de SAP2000 ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Bloc A :

$V_{xSAP2000} = 4082.99$ kN $\geq$ 0,8 $V_{xSE} = 3077,62$ kN (OK)

$V_{ySAP2000} = 4451.55$ kN $\geq$ 0,8 $V_{ySE} = 3077,62$ kN (OK)

Vérification de la période "RPA 99 V 2003" (Art 4.2.4.4)

Les valeurs de T calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30% **Bloc A :**

$1,3.T_{SE} = 1,3.\ 0,341 = 0,443$ s

$T_{SAP2000} = 0,548$s

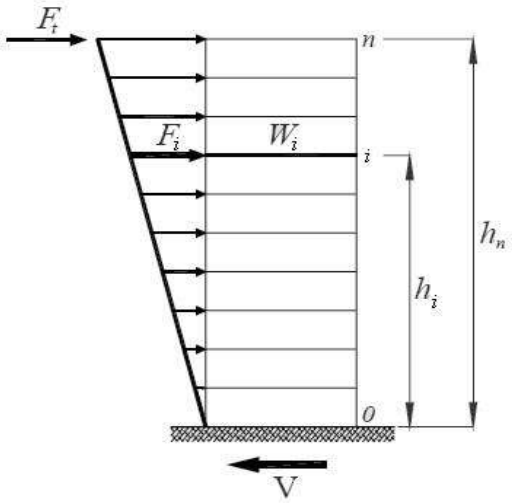
Ecart = $1 - T_{SAP}/T_{empirque} = 1 - (0,548/0,443)\ .100 = 23.70\%$

On peut l'accepter car l'écart entre les périodes empiriques et celle du SAP est compris dans l'intervalle [-30%, +30%].

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (Art 4.2.5)

$$F_i = \left[\frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j}\right] . (V - F_t)$$

$$F_t \begin{cases} 0.07TV \leq 0.25V & \text{si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$



On a :

$T_x = 0.341$s ➔ $F_t = 0$

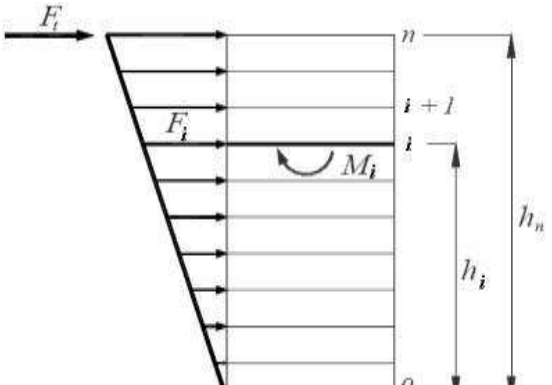
$T_y = 0.473$ s ➔ $F_t = 0$

Donc :

$$F_{ix} = \left[\frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j}\right] . V_x = \alpha_x . V_x \quad \text{et} \quad F_{iy} = \left[\frac{W_j . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j}\right] . V_y = \alpha_y . V_y$$

Moment de renversement

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$$



Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

Mtx =XG.Wi

MtY =XY.Wi

Avec :

X_G , Y_G : les coordonnées de centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

- **Moments de renversement**

Tab. IV.10: Moment de renversement suivant x et y

Nom du diaphragme	Fix (kN)	Fiy (kN)	hi (m)	hi.Fix (kNm)	hi.Fiy (kNm)
A_ DIAPH_ 22.10	455.68	455.68	22.1	10070.53	10070.53
B_ DIAPH_ 19.04	393.73	393.73	19.04	7496.62	7496.62
C_ DIAPH_ 15.89	328.59	328.59	15.89	5221.30	5221.30
D_ DIAPH_ 12.92	267.18	267.18	12.92	3451.97	3451.97
E_ DIAPH_ 9.86	203.90	203.90	9.86	2010.45	2010.45
F_ DIAPH_6.80	140.62	140.62	6.8	956.22	956.22
G_ DIAPH_ 3.74	117.82	117.82	3.74	440.65	440.65

- **Moments de stabilité**:

Tab. VI.11: Distribution des forces sismiques au niveau de chaque étage

Nom du diaphragme	Wi (kN)	XG (m)	Wi. XG (kN.m)	YG (m)	Wi.YG (kN.m)
A_ DIAPH_ 22.10	5140.44	18.05	92784.94	10.5	53974.62
B_ DIAPH_ 19.04	5155.44	16.74	86302.07	10.5	54132.12
C_ DIAPH_ 15.89	5155.44	16.74	86302.07	10.5	54132.12
D_ DIAPH_ 12.92	5155.44	16.74	86302.07	10.5	54132.12
E_ DIAPH_ 9.86	5155.44	16.74	86302.07	10.5	54132.12
F_ DIAPH_6.80	5155.44	16.74	86302.07	10.5	54132.12
G_ DIAPH_ 3.74	7853.13	16.74	131461.40	10.5	82457.87

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_r} \geq 1.50$

$$\frac{M_{tx}}{M_{rx}} = \frac{655756.91}{29647.72} = 22.12$$

$$\frac{M_{ty}}{M_{ry}} = \frac{407093.09}{29647.72} = 13.73$$

La condition de stabilité au renversement suivant les deux directions de notre structure est nettement vérifiée.

8. Vérification du cisaillement des éléments et l'effort normal dans les poteaux (Art 5.10)

8.1. Sollicitations normales dans les poteaux (Art 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d =1656,16 kN ➔G +Q +E dx

$$\upsilon = \frac{1656.16 \text{ x } 10^3}{450^2 \text{ x } 25} = 0.33 \text{(Non Vérifié)}$$

On procède donc à augmenter la section des Poteaux RDC à 50x50 et

$$\upsilon = \frac{1656.16 \text{ x } 10^3}{500^2 \text{ x } 25} = 0.26 \text{(Vérifié)}$$

8.2. Sollicitations tangentes (Art 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$\tau < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d . f_{c28}$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur où égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

L'effort tranchant est plus grand dans les demi-poteaux au niveau de la cage d'escalier :

T_{max} = 97.426 kN → G+Q+Edx

$$\tau = \frac{T}{b . h} = \frac{97.426 \text{ x } 10^3}{500\text{x}500} = 0.39 \text{ MPa}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$, $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (Section rectangulaire)

$\lambda = 24.80$ ➔ ρ_d=0.075

$\tau = 0.39 \leq \overline{\tau_{bu}} = 0.075\text{x}25 = 1.875$ (OK)

9 Justification du coefficient de comportement R [Art 3.4]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du [RPA99V2003] , ce type de contreventement doit vérifier les condition suivantes :

Tab .IV.12 : Détermination du coefficient de comportement R du structure

Niveau	1^{er}	2^{eme}	3^{eme}	4^{eme}	5^{eme}	6^{eme}
Sétage (m^2)	556,36	455,85	455,85	455,85	455,85	455,85
Svoile (m^2)	56,54	56,54	57,6	57,6	57,6	58,5
Sv/Se≤ 20%	10,18%	10,18%	12,63%	12,63%	12,63%	12,83%

- Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales .

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .

- Les portiques doivent reprendre , outre les sollicitations dues aux charges verticales , au moins 25% l'effort tranchant d'étage .

Donc : **R= 4**

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

1. Calcul des poutres

1.1. Introduction

Les efforts dus aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont repris par les poutres.

On distingue des poutres porteuses et des poutres non porteuses.

1.2. Combinaisons des charges

Les différentes combinaisons de charges utilisées dans nos calculs sont:

1. Combinaisons exigées par le [CBA 93]

E.L.U: 1,35 G + 1,5 Q **E.L.S:** G + Q

2. Combinaisons exigées par le **[RPA 99 version 2003]**

- 0,8 G ± E
- G + Q ± E

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

1.3. Recommandations des règlements

Selon le règlement [RPA 99 V 2003 **Art. 7.5.2]**

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
  - $0{,}5\ \% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\ \%$ au niveau de la zone courante.
  - $0{,}5\ \% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\ \%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II_a).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures "A_t", est donnée par: $A_t = 0{,}003\ St.b$

  B: Longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$(zone courante). Selon le règlement [C.B.A 93]

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle).

➢ **Situation durable:**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➢ **Situation accidentelle:**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

1.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

- **Armatures longitudinales**

***a)* Poutres porteuses (Principales) :**

(bxh) = (30x40) cm^2

Tab.V.1: Ferraillage des poutres porteuses .

		Plancher terrasse					
		M_u (kN.m)	**Comb**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**Amin CBA (cm^2)**	**Amin RPA (cm^2)**	**Achoisie (cm^2)**
PP 30x40	**Travée**	64,45	**Acc**	04,60	01,20	6	**3T14+3T12Chap**
	Appui	119,87	**Acc**	08,90			**3T14+3T16 Chap**
		Plancher courant					
PP 30x40	**Travée**	77,83	**Acc**	05,30	01,20	6	**3T14+3T12 Chap**
	Appui	132,90	**Acc**	09,90			**3T14+3T16 Chap**

b)Poutres non porteuses (Secondaires) :

(bxh) = (30x35) cm^2

Tab .V.2: Ferraillage des poutres non porteuses .

		Plancher terrasse					
		M_u (kNm)	**Comb**	**Acalculée (cm^2)**	**Amin CBA (cm^2)**	**Amin RPA (cm^2)**	**Achoisie (cm^2)**
PS 30x30	**Travée**	-	-	-	00,9	04,5	-
	Appui	126,22	**Dur**	13,50			**(3T16 +2T12 Chap)x2**
		Plancher courant					
PS 30x30	**Travée**	-	-	01,2	00,9	04,5	-
	Appui	130,06	**Dur**	14,00			**(3T16 +2T12 Chap)x2**

NB :

- La section minimale recommandée par le [RPA 99 V 2003] est 0,5% sur toute la section [voir Article 7.5.2.1].
- Section tendue : $A_{t\ min}$ (cm^2) = 0,1 % b×h [CB93(Art.B.6.4)]

1.5. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service

a) **Poutres porteuses**:

(bxh) = (30x40) cm^2

Tab.V. 3: Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S .

Plancher terrasse							
		M_{ser} (kNm)	**Fiss**	**Σb (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$(MPa)**	**σ_s (MPa)**	**$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$(MPa)**
PP 30x40	**Travée**	21,16	**Préjudiciable**	01,90	**CV**	21,10	**CV**
	Appui	82,20	**Préjudiciable**	08,90	**CV**	208,80	**CV**
Plancher courant							
PP 30x40	**Travée**	25,82	**Peu Nuisible**	03,10	**CV**	-	**CV**
	Appui	32,20	**Peu Nuisible**	03,50	**CV**	-	**CV**

b) **Poutres non porteuses**:

(bxh) = (30x30) cm^2

Tab .V. 4: Valeurs des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S

Plancher terrasse							
		M_{ser} (kNm)	Fissuration	Σb (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$(MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$(MPa)
PS 30x30	Travée	92,58	Préjudiciable	14,20	CV	219,60	CV
	Appui	92,25	Préjudiciable	14,20	CV	209,08	CV
Plancher courant							
PS 30x30	Travée	92,58	Peu Nuisible	13,90	CV	-	CV
	Appui	94,62	Peu Nuisible	14,20	CV	-	CV

- **Armatures transversales**

a) **Poutres porteuses**: (b×h) = (30 ×40) cm^2

Tab.V.5: Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses .

Plancher terrasse										
		T (kN)	τ_u (MPa)	Fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)	$\emptyset_t$ (mm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	$A_t \geq At_{RPA}$	$A_t \geq At_{CBA}$
PP 30x40	Travée	-	-	-	-	10	4T8	15	CV	CV
	appui	101,77	0,75	Préjudi	CV	10	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
PP 30x40	Travée	-	-	-	-	10	4T8	15	CV	CV
	Appui	140,10	1,03	Peu Nui	CV	10	4T8	10	CV	CV

b) **Poutres non porteuses**: (bxh) = (30x30) cm^2

Tab.V-6: Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses

Plancher terrasse										
		T (kN)	τ_u (MPa)	Fissuration	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)	$\emptyset_t$ (mm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	$A_t \geq At_{RPA}$	$A_t \geq At_{CBA}$
PS 30x30	Travée	-	-	-	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	127,57	1,215	Préjudi	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
PS 30x30	Travée	-	-	-	-	8	4T8	15	CV	CV
	Appui	131,67	1,254	Peu Nui	CV	8	4T8	10	CV	CV

Remarque

Les quantités du ferraillage des poutres adoptées ont été estimées à partir des valeurs maximales obtenues à partir des calculs.

Poutres principales (30x40)

Plancher Terrasse & étages courants

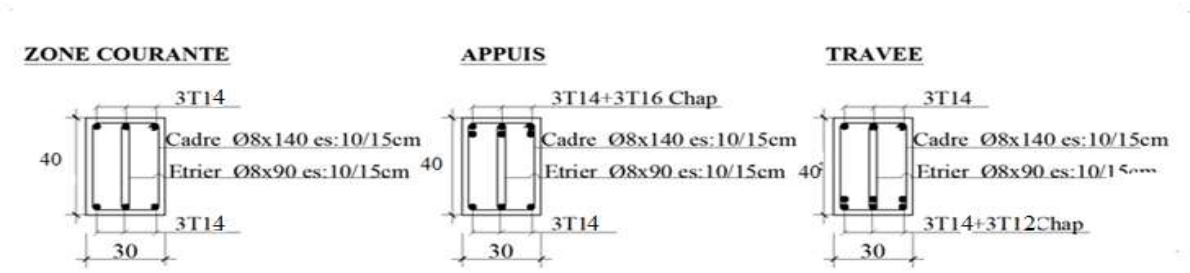


Fig. V. 1: Ferraillage des poutres principales

Poutres secondaires (30x30)

Plancher Terrasse &étages courants

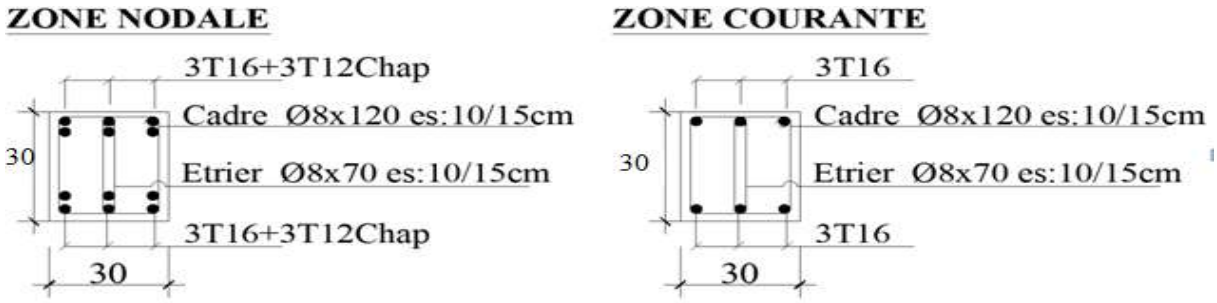


Fig.V. 2: Ferraillage des poutres secondaires .

2. Calcul des poteaux

2.1. Introduction

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

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

- ✓ **Situation durable:**
  - Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ **Situation accidentelle:**
  - Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

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

1. (Nmax ➔ Mcorr).
2. (Mmax ➔ Ncorr).
3. (Nmin ➔ Mcorr).

2.2. Etat Limite Ultime de stabilité de forme

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

$e = e1 + e2$, $e_1 = \frac{M}{N + e_a}$, $e_2 = \frac{3L_f^2(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec: : $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$

$0{,}7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e1: Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

ea: Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e2: Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

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

α: Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

2.3. 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.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.V.7 : Les Armatures longitudinaux des poteaux .

Niveau	Section	Cas	Comb	N (kN)	M (kN.m)	As+As' (cm²)	A min (Rpa)	A Choisie (cm²)
RDC	50x50	N max-M corr	Dur	1664,60	06,53	08,00	20,00	**12HA16**
		N min-Mcorr	**Acc**	**-847,04**	**03,55**	**10,60**	**20,00**	
		M max-N corr	Acc	162,34	70,54	08,00	20,00	
1er et 2ème étages	45x45	N max-Mcorr	Dur	1410,04	12,72	06,40	12,80	**8HA16+4HA14**
		N min-Mcorr	**Acc**	**-517,32**	**01,87**	**06,40**	**12,80**	
		M max-N corr	Acc	293,98	58,36	06,40	12,80	
3ème,4ème et 5ème étages	40x40	N max-Mcorr	Dur	924,91	09,13	05,60	09,80	**12HA14**
		N min-Mcorr	**Acc**	**-206,91**	**23,91**	**04,80**	**09,80**	
		M max-Ncorr	Acc	100,34	50,03	05,60	09,80	
6ème étage	35x35	N max-Mcorr	Dur	457,67	06,35	04,80	07,20	**12HA14**
		Nmin-Mcorr	Acc	-55,45	12,17	04,80	07,20	
		M max-N corr	**Acc**	**43,40**	**38,92**	**06,00**	**07,20**	

2.4. Vérification à l'Etat Limite Service

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles [B.A.E.L] concernant la flexion composée.

Tab.V.8: Valeurs des contraintes à l' E.L.S

Niveau	Section	Cas	Comb	N(kN)	M(kNm)	section	Σb	σ_s	$\sigma_{s'}$	Obs
RDC	50x50	N min -M corr	Acc	256,80	-05,19	SEC	16,30	-	01,10	**OK**
1er et 2ème étages	45x45	N min - M corr	Acc	196,19	-03,81	SEC	01,40	-	19,80	**OK**
3ème ,4ème et 5ème étages	40x40	N min - M corr	Acc	140,32	03,69	SPT	01,40	-	01,40	**OK**
6ème étage	35x35	M max-N corr	Acc	47,32	20,17	SPT	05,20	129,90	58,90	**OK**

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma b}$=15 MPa

La fissuration est considérée:

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- Préjudiciables (poteaux de rive).

$\overline{\sigma s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right]$= min [333,33 MPa ; 201,63 MPa]=201,63 MPa

2.5. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

Justification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles [RPA99 V 2003] par la valeur suivante :

$$\tau_b = \rho_d . f_{c28} \qquad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si l'élancement } \lambda \geq 5 \\ 0.040 & \text{si l'élancement } \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau V.16

Tab.V.9: Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm^2)	Tumax (kN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
RDC	50x50	97,42	00,41	21,52	00,075	01,875	03,33	**OK**
1er et 2ème étages	45x45	44,57	00,23	24,80	00,075	01,875	03,33	**OK**
3ème ,4ème et 5ème étages	40x40	37,54	00,25	26,50	00,075	01,875	03,33	**OK**
6ème étage	35x35	28,23	00,25	30,28	00,075	01,875	03,33	**OK**

2.6. Armatures transversales : [Art. 7.4.2.2 RPA 99 V 2003]

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

$$A_t = \frac{\rho_d . S_t . T_u}{h_i . f_e}$$

T_u : L'effort tranchant de calcul.

h_I : hauteur totale de la section brute.

S_t : Espacement des armatures transversales

$$S_t = \begin{cases} \text{Min}\,(\ 10\phi_t ; 15\ \text{cm}\ ) & \text{Zone Nodale} \\ (15\phi_t) & \text{Zone Courante} \end{cases}$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau .

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

$\rho_d = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 3{,}75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales (zone II_a) est de 0.8% de la section du béton.

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau V.12.

Tab. V.10: Armatures transversales des poteaux

Niveau	Section (cm^2)	Tu (kN)	Zone	Esp (cm)	λ	Acal(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadoptée(cm^2)	Achoisie
RDC	50x50	97,42	Z.C	15	21,52	02,25	02,25	03,14	**04ϕ10**
			Z.N	10	21,52	01,5	01,57	03,14	**04ϕ10**
1er et 2ème étages	45x45	44,57	Z.C	15	24,80	02,02	02,25	03,14	**04 ϕ10**
			Z.N	10	24,80	02,01	01,57	03,14	**04 ϕ 10**
3ème ,4ème et 5ème étages	40x40	37,54	Z.C	15	26,50	01,04	02,25	02,01	**04 ϕ 8**
			Z.N	10	26,50	00,69	01,57	02,01	**04 ϕ 8**
6ème étage	35x35	28,23	Z.C	15	30,28	01,00	02,25	02,01	**04 ϕ 8**
			Z.N	10	30,28	00,67	01,57	02,01	**04 ϕ 8**

Les armatures transversales des poteaux choisies sont données dans le tableau V.1

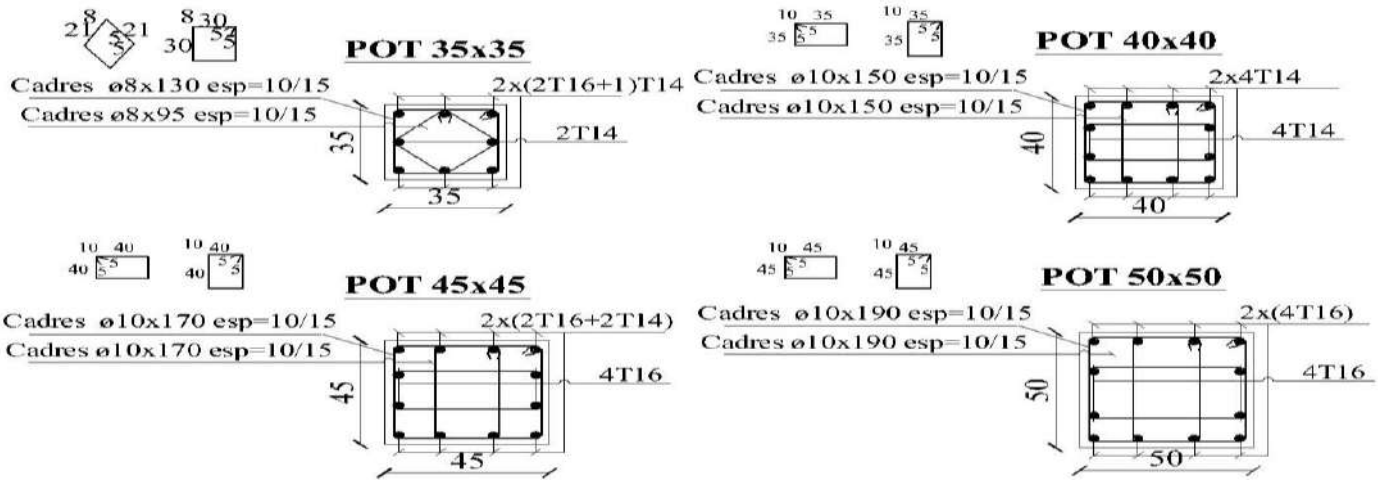


Fig.V.4: Ferraillage des poteaux

3. Calcul des voiles

3.1. Introduction

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

3.2.Voiles avec ouvertures

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles où il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures).

Ils sont composés de deux éléments: les linteaux et les trumeaux.

A . Les linteaux

C'est la partie au-dessus de l'ouverture, ils sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V), on devra disposer:

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

B. Les trumeaux

Ce sont des éléments verticaux situés de part et d'autre de l'ouverture.

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales (épingles).

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

A.1. Ferraillage des linteaux

1. Premier cas: $\tau_{b\leq} 0.06 f_{c28}$

A.1.1. Aciers longitudinaux

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

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Avec Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$) **A.1.2.**

Aciers transversaux

- **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$ où :

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V : Effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$).

L : Portée du linteau

- **Deuxième sous cas**: linteaux courts ($\lambda \leq 1$)

On doit avoir : $S \geq \frac{A_t.f_e.l}{V+A_t.f_e}$ V =min (V1,V2) $V2 = 2Vu_{calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec: M_{ci} et M_{cj} moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} calculée par :

$M_c = A_l .f_e.Z$

Avec : Z = h -2 d'

2. Deuxième cas : $\tau_b \square\square 0.06f_{c28}$

Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M et N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction)

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

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

Avec : $tg\alpha = \frac{h-2d}{l}$ et V = V_{calcul} (sans majoration)

A ,A'≥0,0015.b.h

A_c≥0,0020.b.h

$$A_D \geq 0{,}0015 \,.\, b.h$$

A_D≥0.0015.b.h Si $t_b \square\square 0.06f_{c28}$

A_D=0 Si $t_b \leq 0.06fc_{28}$

At=0.0015.b.s Si $t_b \square\square 0.025f_{c28}$

A_t=0.0025.b.s Si $t_b \leq 0.025fc_{28}$

A.1.3. Ferraillage minimal

a. **Armatures longitudinales** $(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h$

b. **Armatures transversales** Pour $t_b \leq 0.025 f_{c28} A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

Pour $t_b \square \square 0.025 f_{c28} A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

A.1.4. Armatures transversales: **(armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

B.1. Ferraillage des trumeaux

B.1.1. Aciers verticaux

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pour centage minimum des armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20%de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit sur

1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: [RPA 2003 et CBA 93]

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

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

- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- ✓ Espacement des armatures verticales.

$Sv \leq Min\ [1.8a\ ;\ 30cm]$, $S_v = \begin{cases} S_v & (\text{Zone Courante}) \\ \frac{S_v}{2}\,(\text{Zone d}'\text{extrémité})\ \frac{L}{10} \end{cases}$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

B.1.2. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10□. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

C. Voiles pleins

Tab. V.11: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (1^{er} et 2^{emme} étage) (45× 45)

Voile	L(m)	S(m^2)	N(KN)	M(KN)	Comb	A_s (cm^2)	As' (cm^2)	Choix des barres
V1	3,45	0,517	735,30	630,37	Acc	13,30	13,30	2 × (11HA14)
V2	3,80	0,570	702,51	771,34	Acc	15,80	15,80	2 ×(10HA12+05HA14)
V3	3,70	0,555	945,60	635,63	Acc	14,30	14,30	2 × (11HA14)
V4	3,10	0,465	705,20	512,20	Acc	11,80	11,80	2 × (16HA10)
V5	2,80	0,42	230,35	353,20	Acc	10,65	10,65	2 × (16HA10)
V6	2	0,3	614,20	242,13	Acc	8,12	8,12	2 × (16HA10)

Tab.V.12: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	L(m)	Achoisie (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Vérification
V1	3,45	16,70	7,76	5,17	**C.V**
V2	3,80	19	8,55	5,70	**C.V**
V3	3,70	16,70	8,32	5,55	**C.V**
V4	3,10	12,57	6,97	4,65	**C.V**
V5	2,80	12,57	6,30	4,2	**C.V**
V6	2	12,57	4,5	3	**C.V**

Vérification des armateurs verticaux à l'ELS

Tab.V.13 : Vérification des armateurs verticaux à l'ELS

Voile	L(m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	As' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma'_s}$ (MPa)	Vérification
V1	3,45	563,09	220,42	17,32	17,32	3,6	54	15	201,63	**C.V**
V2	3,80	644,03	250,21	19,05	19,05	2,5	38,5	15	201,63	**C.V**
V3	3,70	610,15	192,14	16,45	16,45	1,9	29	15	201,63	**C.V**
V4	3,10	495,12	152,30	15,03	15,03	2,3	35	15	201,63	**C.V**
V5	2,80	342,3	103,35	13,42	13,42	2,6	38,7	15	201,63	**C.V**
V6	2	295,39	86,20	9,95	9,95	1,7	25,9	15	201,63	**C.V**

adjacent aux poteaux (40x40)

Tab.V.14: Aciers horizontaux des voiles pleins (**3^{eme} et 4^{eme}, 5^{eme} étage**)

S (m^2)	L (m)	Comb	N (kN)	M(kNm)	Tmax	A_s (cm^2)	As' (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Choix des barres
0,502	3.90	ELU	1120,94	327,71	00,96	16,20	16,20	7,98	2 × (30HA10)
		G+Q+E	641,52	816,66	160,67	16,20	16,20		
		0,8G+E	406,64	815,33	161,23	16,20	16,20		

Etat Limite Service

Tab. V.15: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Voile	Comb	S (m^2)	L (m)	Nser (kN)	M_{ser} (kNm)	A_l (cm^2)	Σb (MPa)	σs1 (MPa)	σs2 (MPa)
A	G +Q	0,502	3.90	787,87	187,38	14,8	2,5	0,00	38,5

C.1. Les armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales.

Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

C.2. Les armatures horizontales

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales. (Voir tableau V.15).

- **Recommandation des règlements: [RPA2003 et CBA93]**

a. L'espacement

Selon le [RPA 99 V 2003] , $S_h \leq \min [1.5a ; 30cm]$. $S_h \leq A_h / 0.003.b_0$.

Selon le [CBA 93] , $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$.

$S_h \leq \frac{A_h.0.9.f_e}{\gamma_s b.(\tau_u - 0.3f_{t28})}$, $S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0.4b_0}$

b. Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_b = V / b.d \leq \tau_b = 0.2\ f_{c28}$ **[Art 7.7.2 RPA 93 V2003]**

$V = \overline{1}.4V_{calculé.}$

$$\tau_b = \begin{cases} 3.26\ \text{MPa (fissuration préjudiciable)} \\ \text{(Fissuration Peu nuisible)} \end{cases}$$

b_0 **:** Longueur de 1m de voile.

d : Hauteur brute (l'épaisseur du voile).

c. **Le diamètre des armatures horizontales** $\varphi_h \leq a/10$

d. **Calcul des armatures horizontales**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le [RPA 99 V 2003].

Ainsi; on adoptera les sections minimales du [RPA 99 V2003] , à savoir :

$A_h \geq 0.003.S_h.b_0 = 1.01cm^2$ **[CBA 93].**

$A_h \geq 0.4.S_h.b_0 / f_e = 0.6\ cm^2$.

Tab .V.16: Calcul des armatures horizontales pour (1^{er} et 2^{eme} étage)

Voile	L(m)	S(m^2)	e (cm)	T (KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Sn(cm^2) RPA	Sn (cm^2) CBA	Ah cm^2	Ah choisie
V1	3,45	0,517	15	845,30	2,5	5	18,5	35,5	0,85	**2(8HA8)**
V2	3,80	0,570	15	1066,27	2,8	5	22,5	40	1,00	**2(8HA8)**
V3	3,70	0,555	15	637,25	1,7	5	21	38	0,95	**2(8HA8)**
V4	3,10	0,465	15	715,20	1,9	5	17	30,1	0,75	**2(8HA8)**
V5	2,80	0,42	15	530,15	1,3	5	16,4	28	0,67	**2(8HA8)**
V6	2	0,3	15	409,05	1,1	5	15,5	25	0,62	**2(8HA8)**

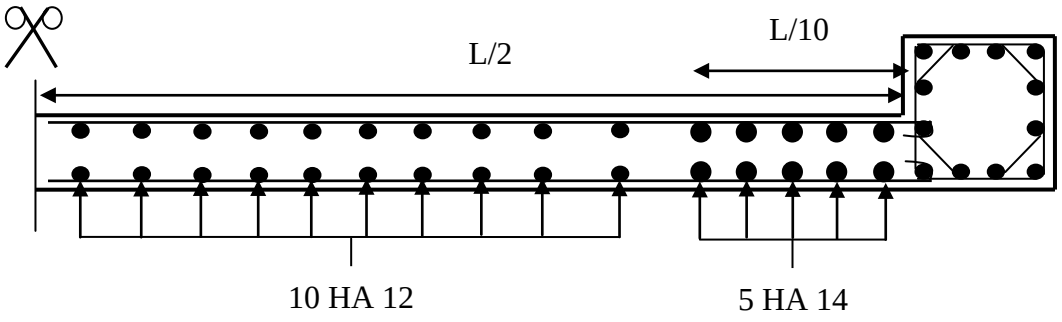


Fig.V.5: Ferraillage des voiles adjacents aux poteaux 45×45 (V2)

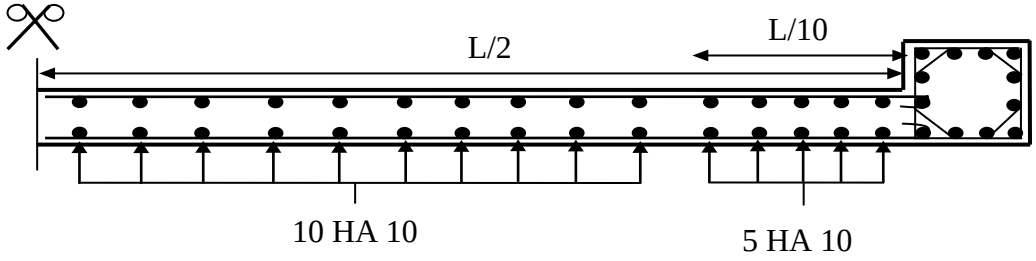


Fig.V.6: Ferraillage des voiles adjacents aux poteaux 40x40

CHAPITRE VI

Etude de l’infrastructure

1. Introduction : La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure. Dans le cas général, un élément (poteau ou voile) peut transmettre à sa fondation :

- un effort normal :charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- un moment qui s'exerce suivant les différentes directions.

Reconnaissance du site

Compte tenu de l'ouvrage projeté et des conditions géologiques, la reconnaissance géotechnique a porté sur la réalisation de cinq (5) sondages de pénétration dynamique lourd(PD1 à PD5) et un sondage carotté avec prélèvement d'échantillons au droit de l'ouvrage. Parmi les essais réalisés sur chantier on cite brièvement :

1- Sondage carotté

L'examen de profiles lithologiques de ce sondage carotté, il ressort que sous une couche de remblai d'environ 2,20m d'épaisseur, on trouve une couche d'argile jaunâtre sableuse surmontant une couche d'argile marneuse grisâtre très compacte. Ka description lithologique du sondage carotté est comme suit :

- ✓ 0,0 à 2,00m : Remblai ; 2,00 à 5,70m : Argile beige à grisâtre sableuse
- ✓ 5,70 à 7,40m : Argile marneuse grisâtre
- ✓ 7,40 à 11,00m : Marne grisâtre très compacte.

2- Essais de laboratoire

Les résultats d'essais d'indentification physique et mécanique réalisés sur des échantillons de sols prélevés dans les différents sondages sont donnés dans les tableaux 1 et 2 :

Tab. VI.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques

Sondage	Prof (m)	Γd (kN/m^3)	W (%)	γh (kN/m^3)	S_r (%)	W_l	W_p	I_p	P_c (kPa)	C_c (%)	C_g (%)	CCU (kPa)	φ (°)
S1	2,2-2,5	19,40	11,24	22,05	77	41	17,1	23,9	496	14,97	2,8	46	14,04
	7,0-7,6	17,80	21,80	21,20	100	58,4	26,9	31,5	308	14,97	5,81	-	_

Tab. VI.2 : Résultats de l'analyse granulométrique

Sondage	Prof(m)	2mm	0,08mm	20µ	2µ
S1	2,2-2,5	99	47	38	10
	7,0-7,6	100	98	85,5	34,5

3- Essais de pénétration dynamique

Cinq (5) essais de pénétration dynamique ont été exécutés le 21/04/2007 à l'aide d'un pénétromètre Dynamique Lourd Normalisé de type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk conformément à la norme AFNOR P94-115-114 et XP P94-063. Le plan d'implantation de ces essais in-situ et les courbes pénétrométriques sont données en annexe. Les principales caractéristiques du pénétromètre sont :

Masse du mouton : M = 63,5 kg, la hauteur de chute : H = 75cm.

4- Portance du sol

Selon Sanglerat (1983) , dans la plupart des cas, le taux de travail admissible sous la fondation est le vingtième de la résistance à la pointe du pénétromètre déduite de la formule des hollandais qui est la plus optimiste de toutes les formules de battage. Le coefficient de sécurité est, dans ce cas, de l'ordre de 4. Cette règle est valable pour des fondations établies dans le sable, à une profondeur au moins égale à leur largeur. Les règles simples suivantes ont été retenues quelle que soit la formule réalisée et avec toutes les réserves qu'elles impliquent :

- Sable et argile : $q_{adm} = R_d/20$ - Sable grossir : $q_{adm} = R_d/15$

Pour le calcul de la capacité portante des sols en place et pour plus de sécurité, nous prendrons en compte une résistance minimale de pénétration dynamique R_p égale à 20 bars. Pour cette valeur, contrainte admissible est estimée à 1,50 bars

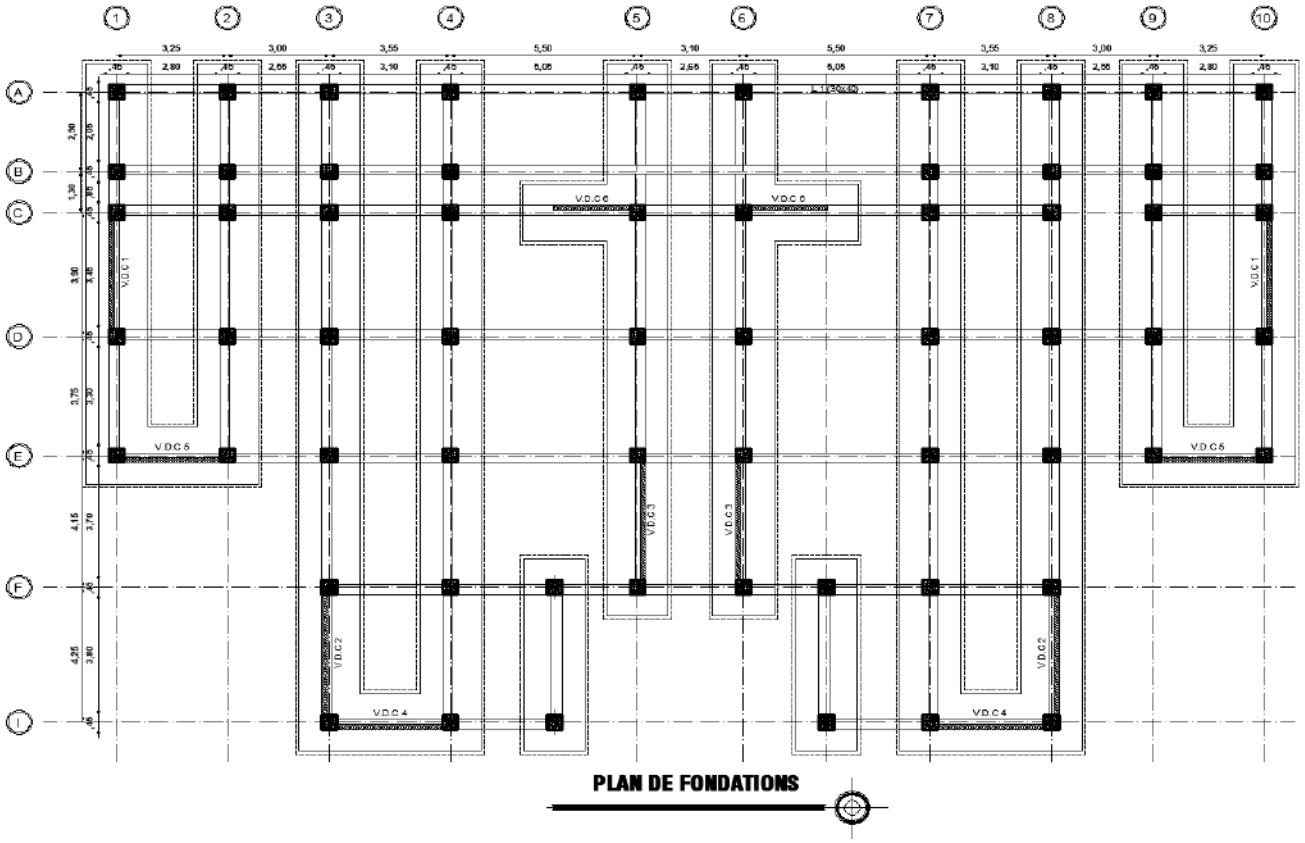
2. Semelle filante sous Sept (07) poteaux (Sf1)

Le choix du type de semelles filantes obéit au critère d'économie en premier lieux, ensuite aux critères techniques en termes de réalisation.

Le type de semelles choisi est le type semelles filantes dans le sens « OY », et il parait le sens le moins coûteux, autrement dit le plus économique.

D'autre part, opter pour des semelles filantes dans le sens « OY » renforcera l'inertie (considéré faible dans le sens OY par rapport au sens OX

Le Sens « OX » Entrainera de perte de quantité considérable pour les éléments semelles et Poutres de libage.



On a plusieurs types de semelles filantes dont le calcul est typiquement le même, on va se baser sur un seul type qu'est la semelle sous 07 poteaux (Axe 4).

Tab. VI.3: Efforts dans les Sept poteaux

N°	ELU		ELS	
	N(kN)	M(KNm)	N(kN)	M(kNm)
1	413.41	0.19	302.61	0.14
2	1361.12	0.52	991.69	0.38
3	1610.58	4.30	1173.30	3.13
4	1570.13	4.37	1143.73	3.18
5	899.76	0.56	655.09	0.41
6	628.04	0.07	457.24	0.05
7	103.45	0.28	75.46	0.21

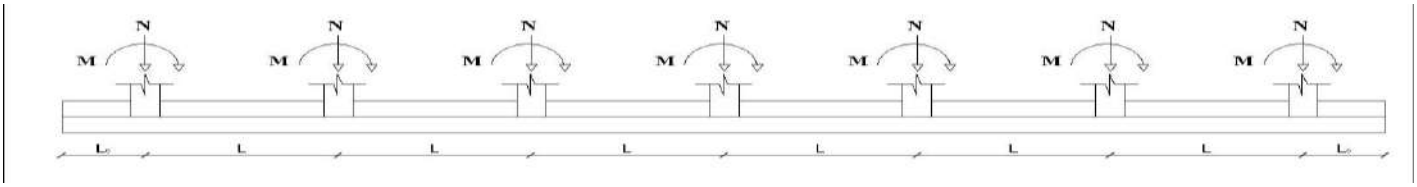


Fig.VI.1: Semelle filante sous cinq poteaux.

L_0: le débord

B : Largeur de la semelle,

L : Longueur entre axe des poteaux,

H : la hauteur de la semelle.

2.1. Vérification de la stabilité

Tab. VI.4: Vérification de la stabilité de la semelle filante

ΣN (kN)	ΣM (kNm)	e_0 (m)	$6e_0$ (m)	L_{min}(m)	L > $6e_0$
6586.49	10.29	0,0015	0.0093	1.30	OK

Donc les semelles sont stables.

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

2.2. Dimensionnement

Tab. VI.5: Dimensions des semelles filantes sous Sept poteaux

ΣN (kN)	a (m)	L_T (m)	L_0 (m)	Bcalculée (m)	Badoptée (m)	hcalculée (m)	hadopté (m)
6586.49	0,45	17,70	0,5	0,248	1,80	0.39	0,50

Avec h = d+c et d ≥ (B-b)/4

NB :

Tous les poids issus des :

- Amorces poteaux, poids de la semelle, éventuellement amorces voiles et aussi le poids du remblai doit être pris en considération dans le dimensionnement de la semelle.

2.3. Ferraillage des semelles filantes

➢ Transversalement :

Dans le sens transversal, on distingue les armatures principales et de répartition tel que :

❖ Armatures principales :

$A_b = N.\frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s}$ et $S_t = \frac{A-2e-\phi}{(n-1)}$; n : étant le nombre de barre choisi.

❖ Armatures de répartition :

$A_{rep} = \frac{A(cm^2).B}{4}$ et $S_t = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$

Avec :

- σ_s= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

- σ_s= 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont inscris sur le tableau ci-dessous :

a) Armatures principales :

Tab.VI.6: armatures principales des semelles filantes

	N_u kN	N_{ser} kN	d_b cm	A_u cm²	A_{ser} cm²	A_{final}/1.80m	Esp cm
Résultat	1610.58	1173.30	33.75	23.17	16.88	17HA14=26.17	10

b) Armatures de répartition :

Tab.VI.7: armatures de répartition des semelles filantes

	A_{rep}	A_{rep} Choisie/1ml	Esp cm
Résultat	11.77	9HA14=13.85cm²	10

Longitudinalement:(**POUTRE DE LIBAGE**)

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous cinq poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{\Sigma N}{L}$

ΣN : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux

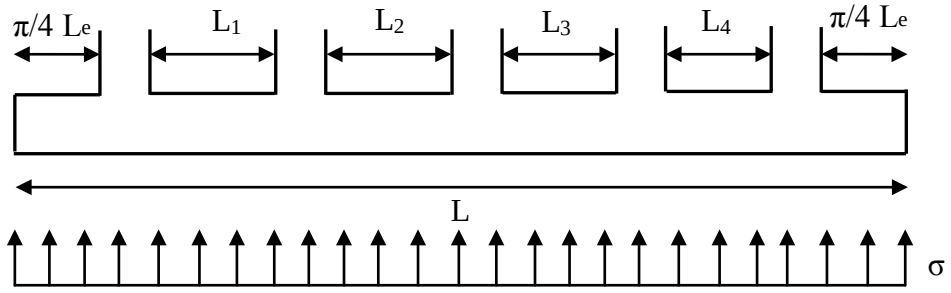


Fig.VI.2: schéma d'une poutre renversée

2.4. Dimensionnement de la Poutre de libage

Longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec

I: l'inertie de la semelle.

b: la largeur du poteau.

K: coefficient de raideur du sol.

Pour avoir une répartition linéaire et uniforme des contraintes sur le sol, on pose:

$$Lmax \leq \frac{\pi}{2}.L_e \Rightarrow h_p^3 \geq \frac{48.K.L_{max}^4}{\pi^4.E} \approx \frac{0.5.K}{E}.L_{max}^4$$

D'où : $h_p = \sqrt[3]{\frac{0.5.K.L_{max}^4}{E}}$

Avec:

L_e: longueur calculée entre nus

K: raideur du sol =40N/cm² (pour un sol moyen, $\sigma_{sol} \approx 0,2$ MPa)

E: module d'élasticité du béton E = $3,2.10^6$ N/cm²

Hauteur utile: da $\geq \frac{(B-b)}{4}$

$h_{calculée}$ = 126.80cm; da = 33.70cm

On adopte: h_p = 130cm

2.5. Ferraillage de la poutre de libage

Etat Limite Ultime:

Le calcul du ferraillage de la poutre de libage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Avec: γ_b =1.15; σ_{bc} = 18.48MPa; γ_s = 1; σ_s = 400 MPa.

Le résultat obtenu est:

M_{tu} = 516.22kNm; A_t = 13.30 cm^2 → on adopte: A_t = 4HA16+8HA16 Chap

M_{au} = 707.21 kNm; A_a = 13,28cm^2 → on adopte: A_a = 4HA20+(8HA20)Chap

A_{rep} = 6,15cm^2 → on adopte: A_{rep} = 8T10/ml

a) Vérifications

Etat Limite Service**:**
Le résultat obtenu est:

M_{tser} = 376.25kNm; $\begin{cases} \sigma_b = 4.50\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15.0\text{MPa} \\ \sigma_s = 151.20\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 202\text{MPa} \end{cases}$ (OK)

M_{aser} = 515.45kNm; $\begin{cases} \sigma_b = 5.30\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15.0\text{MPa} \\ \sigma_s = 135.70\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 202\text{MPa} \end{cases}$ (OK)

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que:$\tau u=\frac{V_u}{b.d}$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15.f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$ (Fissuration préjudiciable)

Où :

$\tau u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{838.80\ 10^3}{450.1250} = 1.49\ MPa$

$\tau_u = 1.49\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.26Mpa$ (CV)

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Les longrines

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

3.1.Pré dimensionnement [RPA99 version 2003 [Art 10.1.1.b]]

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte une section de: (b x h) = (30 x 40) cm².

3.2. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité. **α** : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 12 **(**zone: II_a; site: S_3)

3.3. Ferraillage

Etat Limite Ultime**:**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10.\sigma_s}$

Le résultat obtenu est:

$N_u = 1610.58kN$; $A_u \geq 4{,}63cm^2$

Condition de non fragilité [CBA 93]

$A_u \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$ le résultat obtenu est: $A \geq 7{,}24cm^2$

Etat Limite Service:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}MPa\right\} = 202\ MPa$$

Le résultat obtenu est: N_{ser} =1173.11kN; $A_{ser} = 7{,}35cm^2$

Section minimale donnée par le [RPA 99VERSION 2003]

$A_r \geq 0.6\ \%\ B$

Le résultat obtenu est: $A_r = 7.20cm^2$

Résultats

A =max [A_u, A_{ser}, A_{RPA}, A_{CBA}]= 7,35cm²

On adopte **:** A = (1HA14+2HA12) x2

Armatures transversales

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3}4{,}66$ mm

On adopte : ϕ_t =6 mm

Espacement:

$S_t \leq$min [20cm ; 15ϕ_l]=min [20cm ; 21cm]

On adopte S_t=15cm

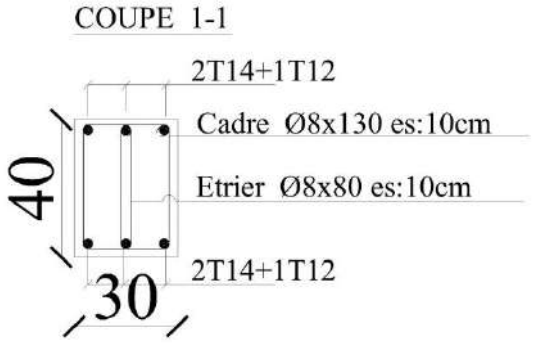


Fig. VI.3: Ferraillage des longrines

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis , d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment . On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V 2014 , auto CAD et les programmes conçu pour le calcul tel que le CBA et le BAEL . Les points important tirés de cette étude sont :

1- La modélisation doit , autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils , ou structuraux , ceci permet d'avoir un comportement proche du réel .

2- Il n'est pas forcément évident de répondre simultanément aux exigences imposées par la réglementation et aux contraintes architecturales lors de la modélisation et la justification des interactions voiles/portiques , donc l'apport de certaines modifications architecturales peut être nécessaire dans certains cas .

3- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux .

4- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques . Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles , donc un ferraillage avec le minimum du RPA s'est imposé .

5- Outre la résistance , l'économie et la réaction sont des facteurs très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage , tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur .

Références bibliographiques

- Règles parasismiques Algérienne RPA 99 V 2003 .

(Document technique réglementaire D T R - B C 2.48) .

- Règles de conception et de calcul de structure CBA 93 .

(Document technique règlementaire D T R B C 2.41) .

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D T R B C .22 .

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures SAP 2000 .

- Logiciel de ferraillage ROBOT STRCTURAL ANALYSE V 2014 et ROBOT EXPERT.

- Logiciel de dessin Auto Cad structural 2014